

Д.т.н. В.Б. Швець, д.т.н. І.П. Бойко,
д.т.н. Ю.Л. Винников, д.т.н. М.Л. Зоценко,
д.т.н. О.О. Петраков, д.т.н. В.Г. Шаповал,
к.т.н. С.В. Біда

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Д.т.н. В.Б. Швець, д.т.н. І.П. Бойко,
д.т.н. Ю.Л. Винников, д.т.н. М.Л. Зоценко,
д.т.н. О.О. Петраков, д.т.н. В.Г. Шаповал,
к.т.н. С.В. Біда

МЕХАНІКА ҐРУНТІВ. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Під редактуванням д.т.н., професора В.Б. Швеця

Затверджено Міністерством освіти і науки,
молоді та спорту України як підручник для
студентів вищих навчальних закладів,
які навчаються за напрямком підготовки ”Будівництво“

УДК 624.131.1
ББК 38.58

Рецензенти: кафедра "Механіки ґрунтів, фундаментів та інженерної геології" Харківської національної академії міського господарства, д.т.н., професор, завідувач кафедри В. Г. Таранов; Державне підприємство "Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій", д.т.н., професор, завідувач лабораторією Ю.І. Калюх.

Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти: Підручник / В.Б. Швець, І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Л. Зоценко, О.О. Петраков, В.Г. Шаповал, С.В. Біда. – Дніпропетровськ: "Пороги", 2012. – 197 с.: іл.

ISBN

Затверджено Міністерством освіти і науки, молоді та спорту України як підручник для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за напрямком підготовки "Будівництво" (лист № 1/11-953-6 від 13.10.2011).

У книзі подано основні поняття з геотехніки, пов'язані з проблемами будівництва. Викладено загальні закономірності класичної механіки ґрунтів. З урахуванням сучасних досягнень будівельної науки у галузі фундаментобудування наведено методи розрахунку основ та фундаментів за граничними станами, правила конструювання фундаментів, особливості влаштування основ і фундаментів у звичайних і складних інженерно-геологічних умовах.

Для студентів вищих навчальних закладів, які навчаються за напрямком "Будівництво".

Механика грунтов. Основания и фундаменты: Учебник / В.Б. Швець, И.П. Бойко, Ю.Л. Винников, Н.Л. Зоценко, А.А. Петраков, В.Г. Шаповал, С.В. Беда. – Днепропетровск: "Пороги", 2012. – 197 с.: ил.

В книге даны основные понятия по геотехнике, связанные с проблемами строительства. Изложены общие закономерности классической механики грунтов. С учетом современных достижений строительной науки в области фундаментостроения приведены методы расчета оснований и фундаментов по предельным состояниям, правила конструирования фундаментов, особенности устройства оснований и фундаментов в обычных и сложных инженерно-геологических условиях.

Для студентов вузов, обучающихся по направлению "Строительство".

Soil mechanics. Bases and foundations (abridgement): Textbook / V.B. Shvets, I.P. Boyko, Y.L. Vynnykov, M.L. Zotsenko, O.O. Petrakov, V.G. Shapoval, S.V. Bida. – Dnipropetrovsk: "Porogi", 2012. – 197 p.

The book gives general knowledge in geotechnics linked with problems of construction. General regularity of traditional soil mechanics are given here. Accounting modern achievements of building science in the field of foundation engineering here are given calculation methods of base and foundation according to ultimate limit states, rules of foundation designing, erection peculiarities of base and foundation in ordinal and combined engineering-geological conditions.

For civil engineering students.

ВСТУП

Відповідно до світової статистики 80 % усіх порушень нормальних умов експлуатації будівель і споруд відбувається внаслідок недоліків та помилок при проектуванні, будівництві й експлуатації основ та фундаментів. Витрати на усунення цих негативних явищ можливо порівняти лише з початковою вартістю будівництва. Виходячи з наведених фактів, можна стверджувати, що при вирішенні задач фундаментобудування необхідно шукати рішення між двома протиріччями: з однієї сторони, основи і фундаменти повинні бути надійними, тобто забезпечувати нормальні умови експлуатації будівель і споруд весь нормативний термін їх існування; а з другої – необхідно знижувати їх вартість і матеріаломісткість на основі сучасних теоретичних і технічних досягнень.

Теорія і практика поставлених задач розглядається в курсі "Механіка ґрунтів. Основи і фундаменти", які в тому чи іншому обсязі входять до навчальних програм підготовки бакалаврів за напрямком "Будівництво". Акцентовання уваги на проблемах будівництва в складних умовах дозволяє більш ґрунтовно підготувати фахівців до роботи як у проектних установах, так і на будівництві, адже в останні роки різке збільшення об'ємів житлового і промислового будівництва змушує нас використовувати земельні ділянки, що знаходяться в несприятливих інженерно-геологічних умовах.

При вивченні викладеного матеріалу необхідно мати відповідну підготовку, яка б сприяла глибокому і повному розумінню поставлених проблем та шляхів їх вирішення. Матеріал у підручнику складено так, що студенти до вивчення дисципліни "Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти" повинні бути ознайомленими з курсами "Будівельна механіка", "Архітектурні конструкції будівель і споруд", "Будівельні конструкції", "Інженерна геологія". Необхідно також ураховувати, що при проектуванні будівель і споруд робочий проект основ і фундаментів виконується після розробки відповідного проекту надземної їх частини.

М е х а н і к а ґ р у н т і в – теоретична основа фундаментобудування. Це наука про закономірності, що виникають у ґрунтах внаслідок їх навантаження. На відміну від механіки суцільних середовищ, механіка ґрунтів розглядає дис-

персні (подрібнені) тіла. Грунт складається з твердих частинок і пор, частково або повністю заповнених водою. Механіка ґрунтів використовує закони теоретичної механіки для суцільних абсолютно жорстких матеріалів, які далі розвинуті у будівельній механіці для суцільних тіл кінцевої жорсткості. Але на підставі цих законів у механіці ґрунтів використовуються нові закони, які враховують роздрібненість ґрунтів.

Основи і фундаменти – це прикладна дисципліна про прийоми розрахунку, конструювання і спорудження фундаментів залежно від властивостей основ.

Інженерно-геологічні умови України досить різноманітні. В її межах можна зустріти прояви багатьох складних інженерно-геологічних умов. Значна частина території вкрита лесовими просадочними ґрунтами. Найбільшу товщину ці ґрунти мають у Запорізькій, Дніпропетровській, Миколаївській і Херсонській областях. Саме в цих умовах побудовані й успішно експлуатуються складні інженерні споруди (доменні печі, промислові будівлі, висотні споруди тощо).

Для підгірних і гірських районів України (Крим, Карпати) характерні землетруси, зсуви, карсти, суфозія тощо. На півдні і сході поширені підроблюванні території (Кривий Ріг, Донбас).

Рукотворні моря і канали на Дніпрі зумовили виникнення таких інженерно-геологічних процесів, як перероблення берегів, підтоплення і затоплення територій. Для Керченського півострова характерні так звані набухаючі ґрунти.

Усе це вимагає високої спеціальної підготовки інженерів проєктувальників, будівельників і експлуатаційників у галузі геотехніки та фундаментобудування.

Основи механіки ґрунтів закладено працями Ш. Кулона, Ж. Бусінеска, Л. Прандтля, К. Терцагі та ін. З вітчизняних вчених – засновників сучасної школи механіки ґрунтів – слід відзначити В.Г. Березанцева, Н.М. Герсєванова, К.Є. Єгорова, М.І. Горбунова-Посадова, М.В. Малишева, М.М. Маслова, М.О. Цитовича, В.А. Флоріна. Значний внесок у розвиток фундаментобудування зробили О.А. Бартоломей, Б.І. Далматов, П.Л. Іванов, В.І. Курдюмов, С.Б. Ухов. Серед фахівців з механіки ґрунтів широко відомі імена українських геотехніків М.Н. Гольштейна, В.М. Голубкова, С.М. Клепікова, І.М. Литвинова, М.С. Метелюка, Ю.М. Молюшицького, Є.В. Платонова, А.М. Рижова, С.А. Слюсаренко, Г.І. Черного, П.І. Яковлева та ін.

Загальна мета дисципліни, яку ми розглядаємо, – якісна оцінка основ для повнішого використання їх властивостей при створенні нових надійних та економічних конструкцій і прогресивних технологій улаштування основ і фундаментів.

Розділи 1 та 8 підручника склав д.т.н., проф. В.Б. Швець, розділ 2 – д.т.н., проф. І.П. Бойко, розділ 3 – д.т.н., проф. В.Г. Шаповал, розділ 4 – д.т.н., проф. Ю.Л. Винников, розділ 5 – д.т.н., проф. М.Л. Зоценко, розділ 6 розробили спільно М.Л. Зоценко та Ю.Л. Винников, розділ 7 – д.т.н., проф. О.О. Петраков, розділ 9 – к.т.н., доц. С.В. Біда. Графічний матеріал у редакторі Word виконав С.В. Бідою.

1. ОСОБЛИВОСТІ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ

1.1. СКЛАД І ФІЗИЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

Ґрунти являють собою агрегати, складені різноманітними мінералами, чи уламки вихідних порід. Мінерали, що відіграють найбільш важливу роль в утворенні і будові ґрунтів, називають породоутворюючими. Звичайно ґрунти складаються з декількох породоутворюючих мінералів, рідше – з одного. До ґрунтів також відносять і продукти інженерно-господарської діяльності людини – *техногенні утворення*. Ґрунти можуть служити матеріалом основ будівель і споруд, середовищем для розміщення в них споруд, матеріалом самої споруди.

За характером структурних (внутрішніх) зв'язків між агрегатами чи уламками мінеральні ґрунти поділяють на два класи: *скельні* з жорсткими кристалізаційними чи цементаційними зв'язками хімічної природи і *нескельні* (дисперсні) – без жорстких зв'язків, у яких переважають зв'язки фізичної природи.

За походженням і умовами утворення (генезису) ґрунти з жорсткими зв'язками підрозділяються на: *магматичні, метаморфічні, осадові зцементовані і змінені фізико-хімічним впливом*.

Нескельні ґрунти представлені осадовими *незцементованими континентального і морського* походження. У нескельних ґрунтах виділяють: *непереміщені* продукти вивітрювання, що залишилися на місці первісного утворення (елювій) і *переміщені* (власне осадові) – морські, річкові, озерні, болотні, льодовикові й еолові відкладення. За умовами утворення в осадових незцементованих виділяють: *уламкові мінеральні, органо-мінеральні, органічні ґрунти і техногенні утворення*.

Структурні чи внутрішні зв'язки формуються в ґрунтах у результаті перебігу в природі тривалих і складних фізико-хімічних процесів. Розрізняють *кристалізаційні* (включаючи цементаційні і сольові) – жорсткі, тендітні, необоротні при руйнуванні і *водно-колоїдні* (коагуляційні і конденсатні) – м'які, в'язкопластичні, оборотні. Наявність структурних зв'язків визначає поведінку ґрунтів під спорудами й у ґрунтовому масиві.

Під **структурою ґрунту** розуміють особливості будови, викликані властивістю і розташуванням окремих мінералів (часток) чи агрегатів і характером їх взаємозв'язку один з одним. Просторове розташування мінеральних часток і агрегатів, незалежно від їхніх розмірів, характеризує природну **текстуру ґрунтів**, тобто особливості складу і властивостей ґрунтової товщі за глибиною і за простяганням.

Ґрунти складаються з мінеральної частини (скелету) і пор – порожнин (замкнених чи сполучених), зайнятих водою (у різних видах і станах) і газом (у тому числі атмосферним повітрям). До складу окремих видів ґрунтів входять також органо-мінеральні й органічні сполуки у вигляді залишків, що не розклалися, рослинного і тваринного походження. Співвідношення складових компонентів – твердої, рідкої і газоподібної складових ґрунту визначає його **фазовий стан**.

Двокомпонентний (двофазовий) стан відповідає повному гідравлічно-неперервному заповненню пор водою (стан ґрунтової пасти) чи газом (висушений ґрунт), **трикомпонентний** (трифазовий) – частковому заповненню об'єму пор водою і газом. Трикомпонентний стан є найбільш характерним для більшості видів ґрунтових основ.

Представимо у виділеному об'ємі ґрунту V з масою q об'єм твердих часток V_1 з масою q_1 і об'єм порожнин V_2 , зайнятих частково чи цілком водою з масою q_2 . Тоді:

щільністю природного ґрунту ρ будемо називати відношення загальної маси q до об'єму V ;

щільністю твердих часток ρ_s – відношення маси часток q_1 до об'єму V_1 ;

природною вологістю W – відношення маси води q_2 до маси часток q_1 ; виражають у відсотках чи долях одиниці.

Значення природної щільності ρ , щільності часток ρ_s і природної вологості W встановлюють експериментально.

Питому вагу природного ґрунту γ і твердих частинок γ_s визначають множенням відповідних значень щільності ρ і ρ_s на прискорення вільного падіння g (звичайно приймають $g \cong 10 \text{ м/с}^2$). Питома вага виражається в кН/м^3 , щільність – т/м^3 чи г/см^3 .

Пористість n – відношення об'єму порожнин V_2 до об'єму зразка V .

Коефіцієнт пористості e – відношення V_2 до об'єму твердих часток V_1 .

Відношення V_1 до V_2 позначають величиною m . Для зразка ґрунту одиничного об'єму величини n і m характеризують відповідно об'єм пор і об'єм твердих часток в одиниці об'єму; звичайно їх виражають у частках одиниці, іноді у відсотках.

Щільність ґрунту в сухому стані (скелета) ρ_d визначається відношенням

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+w} \quad \text{чи} \quad \rho_d = m \cdot \rho_s. \quad (1.1)$$

Чим вище значення ρ_d , тим вище вміст мінеральної частини в ґрунті, і тим нижче його пористість.

З урахуванням зазначеного:

$$m+n=1; \quad n=1-m; \quad m=1-n; \quad (1.2)$$

$$e=n/m; \quad m=1/(1+e); \quad n=e/(1+e); \quad (1.3)$$

$$n=(1-\rho_d/\rho_s); \quad e=(\rho_s-\rho_d)/\rho_d. \quad (1.4)$$

Коефіцієнт водонасичення S_r являє собою відношення природної вологості W до вологості W_{sat} , що відповідає повному водонасиченню (відношення маси води в об'ємі пор $n\rho_w$ до маси твердих часток $m\rho_s$), тобто

$$S_r = \frac{w \cdot m \cdot \rho_s}{n \cdot \rho_w} = \frac{w \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}. \quad (1.5)$$

Питома вага ґрунту з урахуванням виважуючої дії води

$$\gamma_{sb} = \frac{(\gamma_s - \gamma_w) \cdot (100 - n)}{100} \quad \text{чи} \quad \gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}. \quad (1.6)$$

За розміром часток у нескельних грунтах виділяють такі **гранулометричні фракції**: *великоуламкову* з частками крупніше 2мм і *дрібноуламкову*, представлену піщаними частинками розмірами від 2 до 0,05 мм (іноді до 0,1 мм), пилюватими – 0,05...0,005 мм і глинистими – менше ніж 0,005 мм.

Відсотковий вміст у зразку ґрунту за масою груп часток (фракцій) різної крупності стосовно загальної маси абсолютно сухого ґрунту характеризує собою *гранулометричний склад*.

Великоуламкова і піщана фракції утворені в процесі дроблення (фізичного вивітрювання) і мають петрографічний і мінералогічний склади, подібні складам вихідних (невивітрілих) ґрунтів. Утворення глинистої фракції пов'язано з процесом глибокого хімічного перетворення (фізико-хімічне вивітрювання) вихідних первинних мінералів у вторинні – глинисті. Мінералогічний склад пилюватої фракції визначають в цілому вмістом дрібноуламкових частинок і присутністю глинистих (слюди́стих) мінералів.

Вода в порах ґрунту, у якій розчинені різні солі, може знаходитися в рідкому і пароподібному станах. Рідку воду за характером взаємодії з мінеральною частиною (скелетом) підрозділяють на *зв'язану* і *вільну*, пересування яких у ґрунті відбувається під дією молекулярних (для зв'язаної), капілярних і гравітаційних сил.

Зв'язана вода, що складає гідратну оболонку мінеральної частки, не передає гідростатичного тиску, не підкорюється дії сили гравітації, замерзає при температурі значно нижче 0°C. Вільна вода утворює капілярну і гравітаційну. Максимальний вміст води (зв'язаної, капілярної і гравітаційної) при повному заповненні нею пор відповідає умові повної вологоємності (повного водонасичення) ґрунту.

Пароподібна волога у вигляді водяної пари не створює помітного впливу на властивості ґрунту. Вода може також знаходитися у твердому стані у вигляді льоду (мерзлі ґрунти).

Здатність тонкодисперсних уламкових незцементованих ґрунтів утворювати після змочування водою і наступного висушування компактну масу, що не розпадається, обумовлює зв'язність ґрунту. За цією ознакою виділяють *зв'язні* (глинисті) і *незв'язні* (піщані і великоуламкові) ґрунти.

Зв'язні ґрунти можуть знаходитися у твердому, пластичному і текучому стані (консистенції). Перехід з одного стану в інший відбувається стрибкоподібно і зв'язаний зі зміною вологості. Вологість, що відповідає переходам ґрунту з одного стану в інший – це границя консистенції. Вологість на **границі пластичності** (розкочування) W_P відповідає границі між твердим і пластичним станом; вологість на **границі текучості** W_L – між пластичним і текучим станом. При природній вологості $W < W_P$ зв'язний ґрунт знаходиться у твердому стані (вільна вода практично відсутня); при $W > W_L$ – у текучому (присутня вільна вода порушує зв'язок між частинками); при $W_P < W < W_L$ – у пластичному. Вологості W , W_P і W_L звичайно виражають у відсотках.

Стан зв'язного ґрунту за вологістю визначають за **показником текучості** (консистенції)

$$I_L = \frac{W - W_p}{W_L - W_p}. \quad (1.7)$$

При $I_L < 0$ – ґрунт твердий, $0 \leq I_L \leq 1$ – пластичний, $I_L > 1$ – текучий.

Для характеристики зв'язності ґрунту використовують *число пластичності*

$$I_p = W_L - W_p. \quad (1.8)$$

Чим вище I_p , тим більш пластичний ґрунт; до зв'язних відносять усі ґрунти з числом пластичності $I_p \geq 1\%$.

При зміні вологості в зв'язних ґрунтах відбувається зміна об'єму: збільшення при зволоженні водою чи іншою рідиною – *набрякання* і зменшення при висиханні – *усадка*. Явища набрякання й усадки пояснюються глинясто-колоїдальними властивостями зв'язних ґрунтів. Незв'язні ґрунти, у складі яких переважають грубодисперсні фракції (крупно- і дрібноуламкова), практично не взаємодіють з водою.

1.2. КЛАСИФІКАЦІЯ СКЕЛЬНИХ І НЕСКЕЛЬНИХ ҐРУНТІВ

Серед скельних ґрунтів виділяють **різновиди** за фізичним (ослаблення процесами вивітрювання), фізико-механічним (міцність на стиск у водонасиченому стані R_c) і хімічним станами (засоленість, розм'якливість, розчинність), а також за водопроникністю.

За ступенем ослаблення природними процесами вивітрювання серед скельних ґрунтів розрізняють:

- *невивітрілі* (монолітні) – практично незачеплені процесами вивітрювання скельні породи, що характеризуються найбільшою механічною міцністю;
- *слабовивітрілі* (тріщинуваті) – у незначному ступені порушені вивітрюванням, менш міцні, ніж монолітні;
- *вивітрілі* – ослаблені вивітрюванням по тріщинах чи рівномірно по всьому масиві скельної породи;
- *сильновивітрілі* – у значній мірі ослаблені вивітрюванням у всьому масиві, мають найменшу серед скельних ґрунтів міцність.

Слабовивітрілі і вивітрілі скельні ґрунти залягають у вигляді незміщених брил, що утворюють подобу сухої кладки. Сильновивітрілі представлені скупченням окремих мінеральних агрегатів – шматків порід (вихідних – материнських і мінералів вивітрювання) різної крупності і міцності: займають проміжне положення між скельними і нескельними ґрунтами.

Ступінь ослаблення чи ступінь вивітрілості скельних ґрунтів K_{wr} установлюють шляхом зіставлення щільності ρ в умовах природного залягання з щільністю монолітного (невивітрілого) ґрунту ρ_m . Чим ближче значення ρ і ρ_m , тим менше вивітрілий скельний ґрунт. Допускається ρ_m приймати рівним щільності часток скельного ґрунту ρ_s .

За межею міцності на одноосьовий стиск у насиченому водою стані R_c у скельних ґрунтах виділяють: *власне скельні* (невивітрілі і слабовивітрілі) $R_c > 5$ МПа; *напівскельні* (вивітрілі) $1 \leq R_c \leq 5$ МПа.

Сильновивітрілі скельні ґрунти при $R_c < 1$ МПа повинні відноситися до нескельних, які представлені бриловими різновидами.

За ступенем засоленості (для напівскельних осадових зцементованих) виділяють: *незасолені*, які вміщують у своєму складі легко- і середньорозчинні солі в кількості менше 1%; *засолені*, якщо вміст зазначених солей більше ніж 1%.

За ступенем розм'якливості у воді скельні ґрунти підрозділяють на: *нерозм'якливі*, якщо $K_{sat} \geq 0,75$; *розм'якливі* – $K_{sat} < 0,75$, де K_{sat} – коефіцієнт розм'якливості, що характеризується відношенням меж міцності на одноосьовий стиск відповідно у водонасиченому і повітряно-сухому стані.

До *розчинних* відносять напівскельні ґрунти осадового походження, що при взаємодії з водою чи іншою рідиною переходять у розчин. До таких ґрунтів відносять карбонатні породи.

За ступенем водопроникності, який оцінюється коефіцієнтом фільтрації K_f (м/добу), скельні ґрунти підрозділяють на *водонепроникні* ($K_f < 0,005$ м/добу) і в різному ступені *водопроникні* ($K_f > 0,005$ м/добу).

У нескельних ґрунтах за умовами утворення виділяють:

- уламкові* (великоуламкові, піщані, пілуваті і глинисті елювіального, пролювіального, делювіального, алювіального, водно-льодовикового, озерного, морського, еолового і змішаного походження);
- *органомінеральні й органічні* (озерні, болотні, озерно-болотні, алювіально-болотні та інші відкладення);
- *ґрунти* (тундрові, підзолисті, болотні, лісостепові, чорноземні, каштанові й ін.);
- *техногенні* – природні ґрунти, змінені і переміщені в результаті виробничої і господарської діяльності людини, а також антропогенні утворення (тверді відходи).

Ґрунти зазначених груп підрозділяють на:

- *типи* – за гранулометричним складом і ступенем його неоднорідності, числом пластичності;
- *види* – за складом заповнювача, міцністю уламків, щільністю складу, відносним вмістом і ступенем розкладання органічних речовин, за способом перетворення і ступенем ущільнення від власної ваги;
- *різновиди* – за фізико-механічними і хімічними властивостями і станом.

Великоуламковий ґрунт містить у своєму складі уламки різної крупності і міцності (вивітрілості) розміром d крупніше 2 мм у кількості понад 50% за масою і дрібноуламковий заповнювач ($d \leq 2$ мм) різної зв'язності, ступеня водонасичення і засоленості. За гранулометричним складом підрозділяють на *валунний* (чи бриловий), *галечниковий* (щербенистий), *гравійний* (жорствяний); у залежності від вмісту легко- і середньорозчинних солей – на *засолені* і *незасолені*.

Піщаний – незв'язний мінеральний ґрунт, містить уламки різної крупності і міцності розміром $d > 2$ мм у кількості менше ніж 50% за масою. Підрозділяють за гранулометричним складом (гравіюватий, великої, середньої крупності, дрібний і пілуватий), ступенем щільності (за значеннями коефіцієнта пористості – щільний, середньої щільності, пухкий), ступенем водонасичення (малого ступеня водонасичення, середнього ступеня водонасичення та насичений водою) і

засоленістю (засолений і незасолений).

Глинистий – зв’язний мінеральний ґрунт, містить уламки різної крупності і міцності розміром $d > 2$ мм у кількості менше ніж 50% за масою, число пластичності $I_p \geq 1$. Підрозділяють за числом пластичності (супісок, суглинок, глина), консистенцією (твердий, пластичний, текучий), відносним набряканням і ступенем засоленості.

Усі види дисперсних ґрунтів також, як і скельні, підрозділяють за ступенем водопроникності.

Серед зв’язних ґрунтів особливо виділяють лесові ґрунти. Ґрунт *лесовий* – пилувато-глинистий ґрунт, що містить у складі більше ніж 50% пилуватих часток, легко- і середньорозчинні солі і карбонати кальцію, переважно макропористий, володіє просадочністю при замочуванні під навантаженням, легко розмокає і розмивається, а при повному водонасиченні може переходити в пливунний стан. Додатково розділяють за відносним просіданням ε_{sl} (просадочні $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$, непросадочні $\varepsilon_{sl} < 0,01$). Під відносною просадочністю ε_{sl} розуміють відношення зменшення висоти зразка в результаті замочування його водою чи іншою рідиною при визначеному вертикальному тиску до висоти зразка природної вологості при тиску, рівному природному на глибині відбору зразка. Відносну просадочність визначають при випробуваннях зразка без можливості його бічного розширення.

До *органо-мінеральних* відносять: мули, сапропелі і заторфовані ґрунти. Відмінною ознакою орґано-мінеральних ґрунтів є наявність у їхньому складі органічних речовин – з’єднань, що входять до складу ґрунту у вигляді залишків, що не розклалися, рослинних і тваринних організмів, а також продуктів їхнього розкладання і перетворення в кількості більше ніж 10% за масою.

Мул – водонасичений сучасний осад водойм, що утворився за наявності мікробіологічних процесів, і має вологість, яка перевищує вологість на межі текучості, і коефіцієнт пористості $e \geq 0,9$.

Сапропель – прісноводний мул, що утворився на дні застійних водойм із продуктів розпаду органічних (переважно рослинних) залишків; має значення $e \geq 3$; $I_L > 1$; вміст часток $d > 0,25$ мм не перевищує 5%.

Ґрунти *заторфовані* – піщані і глинисті ґрунти, що містять у своєму складі від 10 до 50% (за масою) органічних речовин. Класифікацію таких ґрунтів виконують за мінеральною частиною відповідного виду ґрунту після видалення органічних речовин.

Торф – органічний ґрунт, що утворився в результаті природного відмирання і неповного розкладання болотних рослин в умовах підвищеної вологості при нестачі кисню й утримує 50% (за масою) і більше органічних речовин. Види торфів установлюють за ступенем розкладання органічної речовини і ступенем зольності.

Родючий шар – природне утворення, що складає поверхневий шар земної кори й володіє родючістю. Ґрунти складаються з декількох горизонтів, що виникли в результаті взаємодії материнських гірських порід, клімату, рельєфу місцевості, рослинності, тваринних організмів.

Серед техногенних ґрунтів виділяють: природні утворення, *переміщені* чи *змінені в умовах природного залягання*, ґрунти, *змінені фізичним* чи *фізико-хімічним* впливом, *насипні* і *намивні* ґрунти, *побутові* і *промислові* відходи, а також *антропогенні утворення*. Техногенні мінеральні ґрунти підрозділяють на види і різновиди. Види насипних і намивних ґрунтів установлюють також за ступенем їхнього ущільнення від власної ваги (*злежали* і *незлежали*). Побутові і промислові відходи, а також антропогенні утворення – тверді відходи побутової, виробничої і господарської діяльності людини додатково підрозділяють за наявністю органічних включень.

1.3. ОСНОВНІ МЕХАНІЧНІ ХАРАКТЕРИСТИКИ НЕСКЕЛЬНИХ ҐРУНТІВ

Стисливість. При дії зовнішніх сил у нескельних (роздрібнених) ґрунтах відбуваються як деформації самого скелету, що характерно для усіх твердих тіл, так і деформації, властиві тільки ґрунтам і обумовлені взаємним переміщенням твердих частинок. Залежно від міцності структурних зв'язків і діючого навантаження ґрунти деформуються як тверді чи як пухкі тіла.

Розрізняють ущільнення механічне при короткочасних (найчастіше динамічних) навантаженнях і загальне – компресію при тривалій дії навантажень. Ущільнення ґрунту в реальних умовах роботи споруд протікає за однією з наступних схем.

Стиснення шару ґрунту рівномірно розподіленим суцільним навантаженням без можливості його бічного розширення (рис. 1.1, а). Цей випадок відповідає передачі навантаження від жорстких фундаментів великих розмірів у плані на шар ґрунту обмеженої товщини, тобто коли цей шар підстиляється нестижливою основою. Моделювання стиску ґрунту за такою схемою ущільнення здійснюють у лабораторних умовах на приладах із жорсткими бічними стінками – одометрах. Наявність дірчастих верхнього і нижнього жорстких штампів сприяє витисненню вологи в процесі ущільнення зразка ґрунту.

Випробування без можливості бічного розширення проводять на зразках природного і порушеного складу. Збільшуючи ступінями передане на зразок висотою h навантаження до повного затухання деформацій, на кожному ступіні, вимірюють зменшення висоти зразка Δh , викликане зменшенням пористості при даному тиску p_i , тобто

$$\Delta h = h \cdot (n_0 - n_i) \quad \text{або} \quad \varepsilon_z = (e_0 - e_i) / (1 + e_0), \quad (1.9)$$

де ε_z – відносний стиск у вертикальному напрямку; n_0 , e_0 – початкові (до випробування) значення пористості і коефіцієнта пористості; n_i , e_i – те ж, при тиску p_i .

Результати випробувань представляють у вигляді кривої стиску $e = f(p)$ – компресійної кривої (рис. 1.2, а). Ця крива має дві гілки: 1 – при зростанні навантаження на зразок ґрунту – крива ущільнення (чи гілка навантаження) і 2 – при розвантаженні зразка – крива набухання (гілка розвантаження). Процеси ущільнення і набухання за рахунок нагромадження залишкових деформацій є необоротними, і тому ці криві не збігаються.

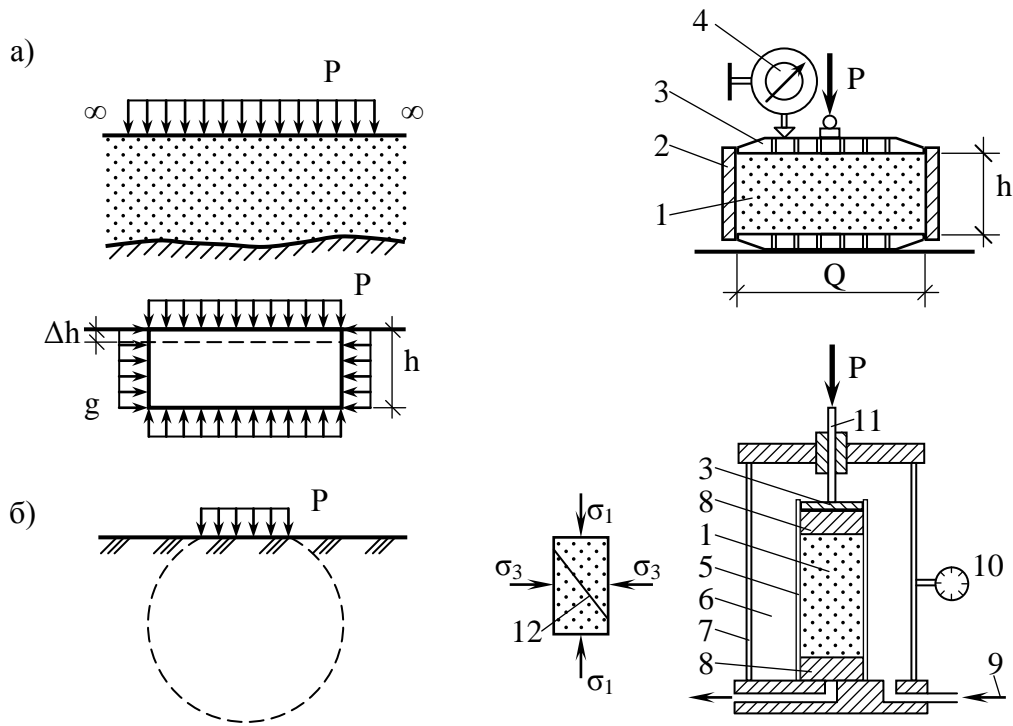


Рис. 1.1. Основні схеми стиснення ґрунту та прилади, що його моделюють: *a* – рівномірно розподіленим суцільним навантаженням без можливості бічного розширення – компресійне стиснення ґрунту в одометрі; *б* – навантаження, що передаються на обмежену поверхню ґрунту – стиснення в стабілометрі; 1 – ґрунт; 2 – кільце; 3 – дірчатий поршень; 4 – індикатор; 5 – гумова оболонка; 6 – рідина; 7 – прозорий циліндр (камера); 8 – фільтр; 9 – подача рідини під тиском; 10 – манометр; 11 – шток для створення вертикального тиску; 12 – площина зрушення

Компресійні криві характеризують здатність ґрунту ущільнюватися. Чим більше зміна e при збільшенні p , тим більшою стискуваністю буде володіти ґрунт. Стискуваність ґрунту, що відповідає діючому тиску p на визначеній ділянці компресійної кривої, характеризують коефіцієнтом ущільнення (стискуваності) m_0 , що чисельно дорівнює тангенсу кута нахилу α спрямленого відрізка кривої ущільнення до осі тиску, тобто $m_0 = \operatorname{tg} \alpha$ (див. рис. 1.2, *a*). При невеликих змінах тисків (100...300 кПа)

$$m_0 = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{e_1 - e_2}{\Delta p}, \quad (1.10)$$

де Δp – діючий тиск у діапазоні зміни коефіцієнта пористості ($e_1 - e_2$) і рівний ($p_2 - p_1$).

Вираз (1.10) можна представити у вигляді

$$\Delta e = m_0 \cdot \Delta p \quad (1.11)$$

і сформулювати в такий спосіб: при невеликій зміні стискаючих напружень зменшення коефіцієнта пористості ґрунту пропорційно збільшенню стискаючого напруження. Формулу (1.11) часто називають законом компресійного ущільнення ґрунтів.

Підставляючи (1.10) у (1.9), одержимо

$$\varepsilon_z = \frac{m_0 p}{1 + e_0}. \quad (1.12)$$

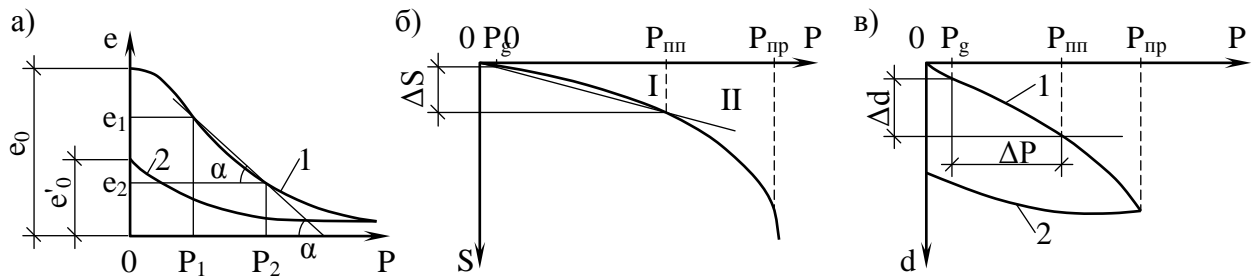


Рис. 1.2. Графіки випробувань ґрунту на стиснення:
 а – при компресійному стисненні; б – при штамповому; в – при пресиометричних $d=f(p)$ випробуваннях; 1 – навантаження; 2 – розвантаження

Для умов стиснення в компресійному приладі відношення бічного розпору зразка q (напруги $\sigma_x = \sigma_y$) до вертикального тиску, що викликав його, $p = \sigma_z$ характеризує собою коефіцієнт бічного тиску ξ у стані спокою (див. рис. 1.1, а), тобто

$$\xi = q/p \quad \text{або} \quad \xi = \sigma_x \text{ (чи } \sigma_y) / \sigma_z. \quad (1.13)$$

У свою чергу коефіцієнт бічного тиску ξ зв'язаний з коефіцієнтом бічного розширення (коефіцієнтом Пуассона) ґрунту ν , що характеризує собою відношення відносних поперечних деформацій ε_x , ε_y до відносних поздовжніх наступним виразом:

$$\nu = \xi / (1 + \xi); \quad \xi = \nu / (1 - \nu). \quad (1.14)$$

Згідно з узагальненим законом Гука відносний вертикальний стиск ε_z може бути визначений за формулою

$$\varepsilon_z = \frac{[\sigma_z - \nu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)]}{E}. \quad (1.15)$$

З урахуванням (1.13), тобто $\sigma_z = p$; $\sigma_x = \sigma_y = \xi \cdot p$, одержимо

$$\varepsilon_z = p \cdot (1 - 2 \cdot \nu \cdot \xi) / E \quad \text{чи} \quad \varepsilon_z = \beta \cdot p / E, \quad (1.16)$$

де β – постійна величина, названа коефіцієнтом стиснення поперечної деформації, і рівна $\beta = 1 - 2 \cdot \nu \cdot \xi$.

У ґрунтах замість модуля пружності E приймають модуль загальної деформації E_0 , що враховує одночасне протікання в ґрунті пружних і залишкових деформацій при його завантаженні. Тоді з (1.12) і (1.16) одержимо

$$E_0 = \beta \cdot (1 + e_0) / m_0. \quad (1.17)$$

Зв'язок коефіцієнтів ν і ξ (вираз 1.13) отримано при розгляді відносного горизонтального стиску

$$\varepsilon_x = [\sigma_x - \nu \cdot (\sigma_z + \sigma_y)] / E \quad (1.18)$$

з урахуванням того, що при компресійному стиску $\varepsilon_x = 0$.

Стиск ґрунту навантаженням, переданим на обмежену поверхню ґрунту в умовах обмеженого бічного розширення (рис. 1.1, б). Цей випадок відповідає передачі тисків на ґрунт від фундаментів з відносно невеликими розмірами в плані, тобто окремих і стрічкових фундаментів.

Моделювання стиску ґрунту за такою схемою в натурних умовах роблять випробуванням статичним навантаженням, переданим від жорстких штампів будь-якої форми (найчастіше круглий чи квадратний). У лабораторних умовах

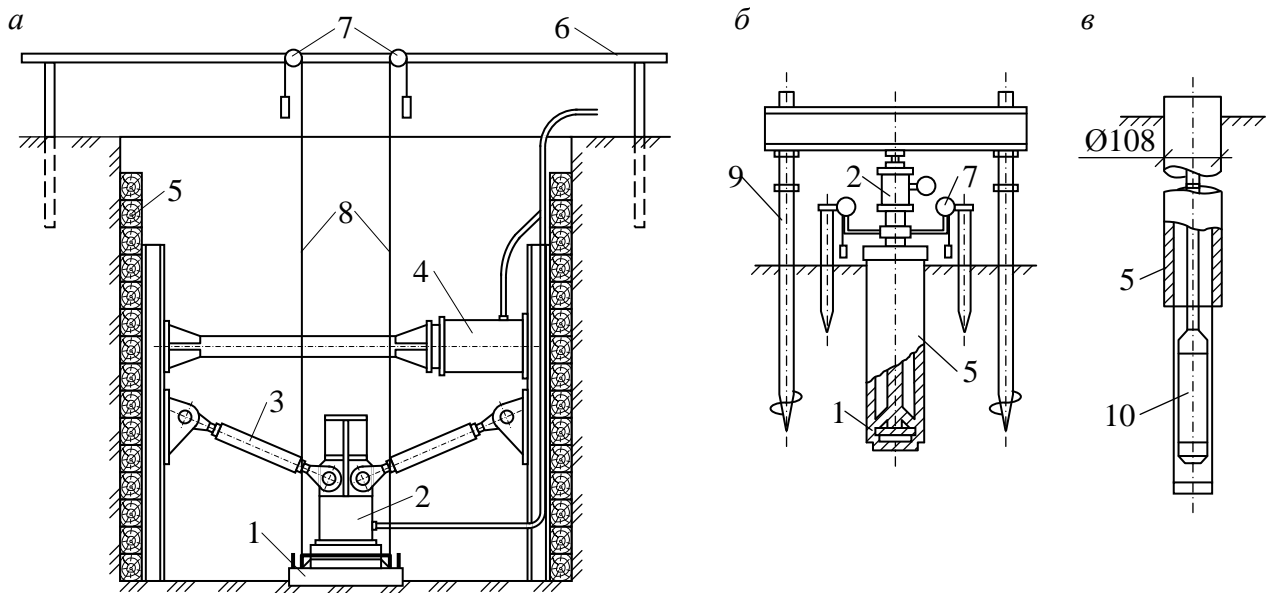


Рис. 1.3. Конструкції установок для випробування ґрунтів на стиснення штампами та пресіометрами: *a* – в шурфах; *б* – у свердловинах; *в* – у свердловинах (пресіометром); 1 – штамп; 2 – домкрат для навантаження штампа; 3 – гвинтові упори; 4 – домкрат для горизонтального розпору; 5 – кріплення стінок шурфу та свердловин; 6 – реперна система; 7 – прогиномір; 8 – дріт; 9 – гвинтовий анкер; 10 – камера пресіометра

випробування проводять на приладах трьохосьового стиску (стабілометрах). На відміну від одометра жорстка обойма в стабілометрі замінена гумовою оболонкою, що щільно прилягає до циліндричного зразка ґрунту. Бічний тиск створюють насосом і передають на рідину, яка заповнює закриту камеру з манометром, що вимірює гідростатичний тиск на зразок.

Випробування на стиск ґрунтів в умовах трьохосьового (складного) напруженого стану являють собою загальний випадок компресійного стиску і проводять за двома схемами: з можливістю бічного розширення і при його неможливості, тобто як звичайний іспит в одометрі. В умовах вісесиметричного завантаження при трьохосьовому стиску $\sigma_1 = \sigma_z$, $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_x = \sigma_y$.

Під час іспитів заміряють тиск у камері стабілометра, осьові й об'ємні деформації при приросту осьового тиску $\Delta\sigma_1$. Для кожного ступіня вертикального навантаження обчислюють значення відносної подовжньої $\Delta\varepsilon_1$ і відносної об'ємної деформації $\Delta\varepsilon_v$. Для ділянки лінійної залежності $\varepsilon_1 = f(\sigma_1)$ і $\varepsilon_v = f(\sigma_1)$ визначають значення модулів лінійної й об'ємної деформації

$$E_c = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_1 \quad \text{і} \quad E_v = \Delta\sigma_1 / \Delta\varepsilon_v. \quad (1.19)$$

Випробування ґрунтів на стиск у натурних умовах жорстким штампом (рис. 1.3, *a*) дозволяє установити залежність осідання S завантаженої площі від переданого тиску p (див. рис. 1.2, *б*). На графіку яскраво виражені дві ділянки: на *I* – залежність $S = f(p)$ може бути прийнята лінійною, на *II* – вона носить криволінійний характер. Значення тиску, до якого залежність $S = f(p)$ носить лінійний характер, може розглядатися як межа пропорційності $p_{\text{пп}}$. Для глинистих малого ступеня водонасичення, а також піщаних і великоуламкових ґрунтів початкова ділянка близька до лінійної. Для глинистих ґрунтів середнього ступеня водонасичення і насичених водою ґрунтів лінійність цієї ділянки є дещо умовною.

У цілому для усіх видів ґрунтів з достатньою для практичних цілей точністю залежність між загальними деформаціями (залишковими і пружними) і тисками приймають лінійною на визначеному для даного виду ґрунту ділянці l залежності $S=f(p)$, при цьому передані тиски не дуже великі (звичайно 100...300 кПа залежно від виду і стану ґрунту за вологістю). Виходячи з цього, при тисках $p \leq p_{nm}$ до ґрунтів застосовують теорію лінійно-деформованих тіл, використовуючи закони і рівняння теорії пружності. Зазначене положення дістало назву **принципу лінійної деформованості**.

Модуль загальної деформації ґрунту за результатами випробувань на стиск пробним статичним навантаженням, переданим на жорсткий штамп, визначають за формулою

$$E_0 = \omega \cdot (1 - \nu^2) \cdot \Delta p \cdot b / \Delta S, \quad (1.20)$$

де ω – безрозмірний коефіцієнт форми завантаженої площі (для круглого приблизно 0,8; квадратного – 0,9; прямокутного – більше ніж 1,0); b – поперечний розмір штампа (діаметр круглого чи менша сторона прямокутного); S – стабілізоване осідання, що відповідає тиску на межі пропорційності $\Delta p = p_{nm} - p_g$, де p_g – тиск від власної ваги ґрунту (побутовий тиск) на позначці випробування.

Крім випробувань на стиск штампами в шурфах (звичайно площею 5000–10000 см²), такі випробування можливо здійснювати в спеціальних свердловинах (рис. 1.3, б). Для таких випробувань використовують круглий штамп площею 600 см² (глибина випробувань до 10 м), який завантажують за схемою заглибленого фундаменту через жорсткі штанги, а також прессіометри (глибина випробувань до 20...25 м). Прессіометр (рис. 1.3, в), являє собою порожню робочу камеру циліндричної форми ($S_{\text{бок}} \geq 2500$ см²), у якій створюють тим чи іншим способом надлишковий радіальний тиск, який передається на стінки свердловини. Схема проведення глибинних випробувань на стиск і обробки їхніх результатів у принципі аналогічні звичайним штамповим у шурфах.

Значення модуля деформації, отримане при прессіометричних випробуваннях на основі обробки графіка $\Delta d = f(p)$, де Δd – збільшення початкового діаметра d_0 свердловини (див. рис. 1.2, в), визначають за формулою

$$E_{0n} = K \cdot d_0 \cdot \Delta p / \Delta d \quad (1.21),$$

і коригують поправочним коефіцієнтом K (залежно від глибини випробування і виду ґрунту) до значень $E_{0ш}$, отриманих при штампових випробуваннях, тобто коли деформація ґрунту відбувається у вертикальному напрямку.

Необхідно відзначити, що величини модуля деформації за даними лабораторних випробувань у компресійному приладі і стабілометрі за рахунок погрешностей, що властиві лабораторним методам, істотно нижче тих значень, що одержують при випробуваннях стандартним штампом площею 5000 см². Тому значення модуля деформації, отримане при лабораторних випробуваннях $E_{л}$, коригують до величини польового E за формулою

$$E = E_{л} \cdot m_e, \quad (1.22)$$

де m_e – коригуючий коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта пористості e і приймають рівним для компресійного випробування $e/2,72$ і для стабілометричного – $e/2,0$.

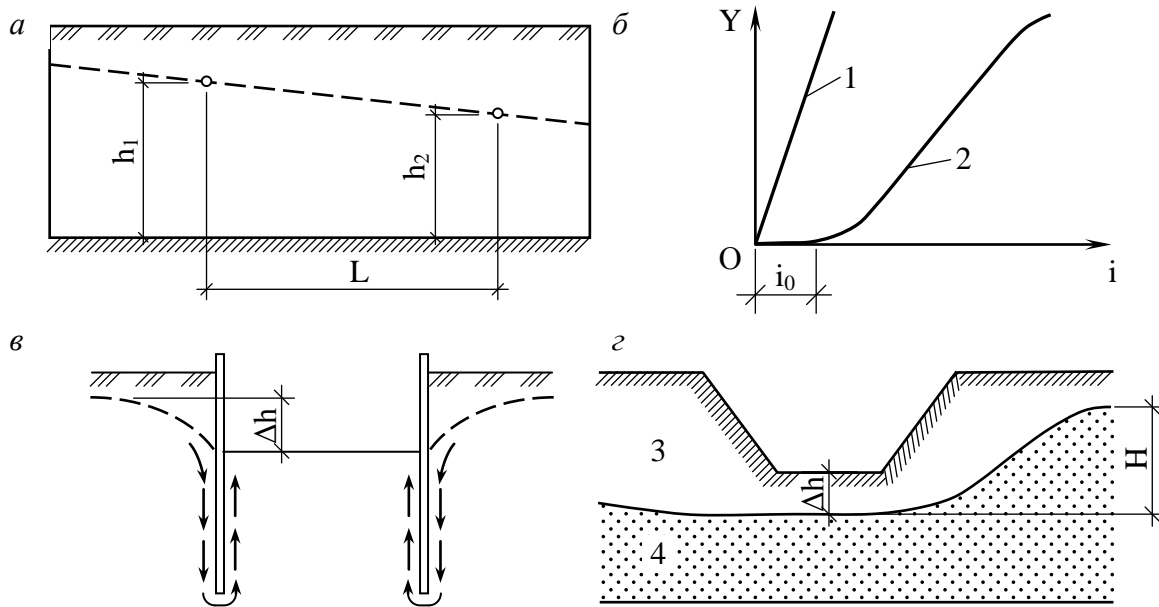


Рис. 1.4. Фільтрація води в ґрунтах:

a – схема фільтрації; *б* – залежність швидкості фільтрації від градієнта; *в*, *г* – прояв гідродинамічного тиску біля шпунтової стінки та в котловані; 1 – фільтрація в незв'язних ґрунтах; 2 – фільтрація в зв'язних ґрунтах; 3 – водотривкий шар; 4 – водоносний шар

Штампові і прессиометричні випробування являються прямими й основними випробуваннями на стиск ґрунтів. Поряд з ними використовують непрямі методи визначення стискуваності, наприклад, установками статичного і динамічного (тільки для пісків) зондування. Конструкції застосовуваних зондів дозволяють реєструвати як роздільно опір вістря зонда і його бічної поверхні при зануренні, так і загальний (для динамічного зондування). Найвні формули дозволяють визначати значення E_0 за величиною опору вістря при статичному зондуванні усіх видів ґрунтів, а за величиною загального опору зануренню зонда при динамічному тільки для пісків.

Водопроникність.

Водопроникність ґрунтів визначає швидкість їхнього ущільнення під навантаженням. Крім того, при русі води під дією різниці напорів ($h_1 - h_2$) у ґрунтах виникають гідродинамічні тиски, що приводять до вимивання дрібних часток (до суфозії) ґрунту (рис. 1.4, *a*).

У піщаних і глинистих ґрунтах завдяки відносно малим розмірам пор рух води з достатньою для практичних цілей точністю може розглядатися як ламінарний, паралельно струминний рух. У цьому випадку відповідно до закону Дарсі витрата води при фільтрації

$$Q = k \cdot i \cdot F, \quad (1.23)$$

а швидкість фільтрації

$$v = k \cdot i, \quad (1.24)$$

де k – коефіцієнт фільтрації, що характеризує удавану швидкість фільтрації при градієнті напору $i=1$; i – гідралічний градієнт (ухил), дорівнює відношенню втрати напору ($h_1 - h_2$) до довжини шляху фільтрації ℓ ; F – площа перерізу ґрунту, через яку відбувається фільтрація води.

Коефіцієнт фільтрації k залежить від гранулометричного складу, пористості і структури ґрунту. Найбільш високі значення k характерні для піщаних, грубозернистих і великоуламкових ґрунтів, найменші – для глинистих.

Процес фільтрації в зв'язних ґрунтах може відбуватися лише в межах частини пор, не зайнятих зв'язаною водою. У силу в'язких властивостей зв'язаної води фільтрація починається після того, як буде подолано деякий початковий градієнт напору i_0 (рис. 1.4, б). Починаючи з цього моменту, фільтрація в зв'язних ґрунтах буде підпорядковуватися лінійному закону, причому швидкість її буде дорівнювати

$$v = k \cdot (i - i_0). \quad (1.25)$$

Значення коефіцієнтів фільтрації визначають дослідним шляхом у лабораторних умовах (на приладах різної конструкції) і в польових, використовуючи способи пробних відкачок (для водоносних ґрунтів), а також наливу і нагнітання (для неводоносних). В усіх випадках вимірюють кількість води, що просочилась через ґрунт за визначений час, а потім, підставляючи її у формули водопроникності, визначають коефіцієнти фільтрації.

Швидкість ущільнення насичених водою ґрунтів в основному залежить від швидкості видавлювання води з пор. Чим більше дисперсний і, отже, менш водопроникний ґрунт, тим повільніше відбувається ущільнення його під навантаженням.

При стисненні водонасичених ґрунтів розрізняють дві системи тисків: *тиск у скелету ґрунту*, що впливає на нього ефективно (викликає стиск скелета, його ущільнення) і називається тому **ефективним тиском** p_z (або **ефективною напругою** σ'), і *тиск, що обумовлює лише гідростатичний напір у воді* і викликає її фільтрацію, називається **нейтральним** p_w (**нейтральною напругою** σ_u). У водонасичених ґрунтах під впливом зовнішнього навантаження для будь-якого моменту часу

$$p = p_z + p_w \quad \text{чи} \quad \sigma = \sigma' + \sigma_u, \quad (1.26)$$

де p – повний тиск (повна напруга σ), рівний зовнішньому навантаженню на ґрунт, віднесеному до площі завантаження A . У стані стабілізованого осідання напруги в скелеті дорівнюють зовнішньому навантаженню, тобто $p_z = p$, $p_w = 0$.

Значення нейтрального тиску дорівнює $\gamma_w h$, де h – п'єзометричний напір. У тих випадках, коли нейтральний тиск позитивний, тобто перевищує природний гідростатичний, його називають надлишковим тиском у поровій воді чи поровим тиском. При зниженні рівня підземних вод на Δh ефективний тиск у шарах ґрунту, розміщених нижче, зростає на величину, рівну вазі зниженого стовпа води, тобто $\gamma_w \Delta h$.

Вода, що рухається через ґрунт, створює на ґрунтову товщу гідродинамічний тиск j , значення якого при постійному градієнті напору визначають за формулою (див. рис. 1.4, а)

$$j = \gamma_w \cdot (h_1 - h_2) / \ell = \gamma_w \cdot i. \quad (1.27)$$

Гідродинамічний тиск розподіляється по всій товщі ґрунту, обводненого фільтраційним потоком, і діє по дотичній до ліній потоку води в напрямку її руху. При значній швидкості ґрунтового потоку в дрібнопилуватому складі

грунту гідродинамічний тиск сприяє вимиванню (суфозії) дрібних часток. Винесення дрібних часток ґрунту зв'язане з фільтраційним руйнуванням (див. рис. 1.4, в).

Якщо вода заповнює в ґрунтах пори капілярного розміру, то вона здатна підніматися вище дзеркала підземних вод на деяку висоту h_k , що врівноважується тиском води на стінки капіляра, обумовлену підйомною силою увігнутого меніска. Утворення в таких порах увігнутих менісків води викликано її взаємодією з поверхнею мінеральних часток чи мікроагрегатів ґрунту. Для ґрунтів, що не володіють жорсткими зв'язками, *капілярний тиск*, що передається на їхній скелет, дорівнює

$$p_k = \gamma_w \cdot h_k, \quad (1.28)$$

де h_k – висота капілярного підняття води, визначають від рівня підземних вод до рівня поверхні капілярних менісків. Мінімальне значення h_k у дрібнозернистих пісках – у середньому 0,5 м, максимальне в глинах – понад 4 м.

Капілярний тиск – це ефективне напруження, що впливає на скелет ґрунту; воно впливає на зв'язність глинистих ґрунтів. Дією капілярних сил обумовлене переміщення вологи в глинистих і пілуватих ґрунтах. Стан, що відповідає капілярному насиченню ґрунту, визначає його вологомісткість.

Міцність. Граничний опір зрушенню.

Ґрунт знаходиться в непорушеному стані, якщо навантаження, що впливає на нього, менше від межі його міцності. Руйнування може відбуватися при деформуванні ґрунту внаслідок його стиску, відриву (розтягання) чи зрушення. Зрушення відбувається під впливом дотичних напружень, що виникають у ґрунтового масиві. Опір ґрунтів зрушенню обумовлено опором тертю твердих часток по поверхні ковзання (*внутрішнім тертям*) і опором зв'язності частинок (*внутрішнім зчепленням*). У незв'язних ґрунтах опір зрушенню залежить від сил тертя між частинками; у зв'язних воно складається із сил тертя частинок і сил зчеплення між ними.

Найпростішим дослідженням ґрунту на зрушення є випробування за схемою плоского (прямого) зрушення (рис. 1.5, а), коли на одну з частин твердого розрізного кільця передають дотичне напруження τ , що викликає його зсув, при визначеному вертикальному стискаючому напруженні σ . В умовах складного (трьохосового) напруженого стану, схема якого приведена раніше на рис. 1.1, б, руйнування (втрата міцності) зразка відбувається по заздалегідь невідомій похилій поверхні при визначеному співвідношенні вертикального σ_1 і горизонтального напруження $\sigma_2 = \sigma_3$.

Випробування за схемою плоского зрушення можуть проводитися також у клинових обоймах (рис. 1.5, б), що мають різні кути нахилу щілинного прорізу α у площині поперечного перерізу (30° , 40° , 50° , 60°).

Для забезпечення міцності ґрунту в площині можливого зрушення необхідно виконати умову граничного стану, що у загальному випадку має вигляд

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.29)$$

де τ – зсувне (дотичне) напруження, рівне питомому значенню загального опору зрушенню; σ – стискаюче нормальне напруження; $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт тертя,

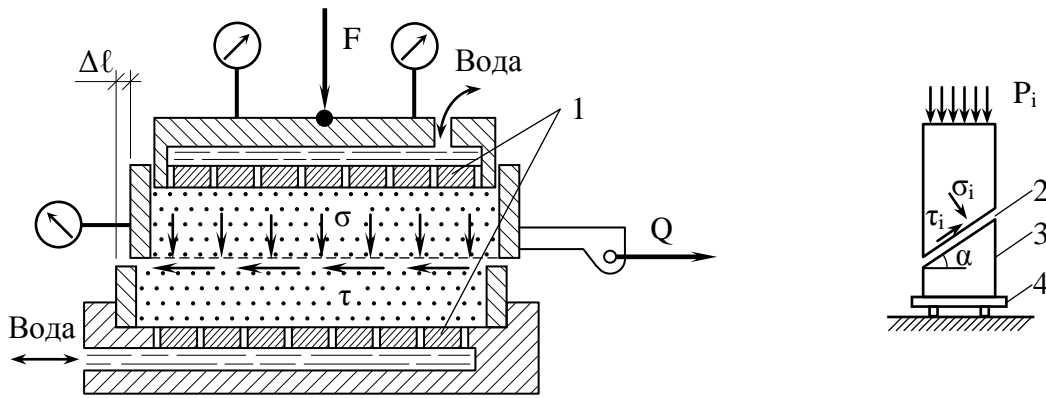


Рис. 1.5. Схема лабораторних випробувань на зрушення:
 а – плоске зрушення у приладі для зрушення; б – плоске зрушення у клиновій обіймі; 1 – дірчатий штамп; 2 – прорізь; 3 – клинова обійма; 4 – рухома каретка

виражений через тангенс кута внутрішнього тертя φ ; c – питоме зчеплення.

Рівняння (1.29) за Кулоном є умовою міцності для ґрунтів, що володіють тертям і зчепленням. У незв'язних ґрунтах значення c приймають рівним 0, в ідеально-зв'язних – $\varphi=0$. Тоді рівняння Кулона дістане відповідний вигляд:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad \text{і} \quad \tau = c. \quad (1.30)$$

Рівняння (1.29) і (1.30) являють собою прямі в координатах " τ - σ " (рис. 1.6, а). Оскільки в природі важко виділити ґрунти, що володіють тільки тертям чи тільки зчепленням, і саме тертя в ґрунтах неможливо відокремити від зчеплення, характеристики опору зрушенню – питоме зчеплення c і кут внутрішнього тертя φ – варто розглядати як математичні параметри прямолінійної діаграми зрушення. Фізичний зміст має тільки питомий опір зрушенню τ .

Рівняння (1.29) часто представляють у вигляді

$$\tau = \operatorname{tg} \varphi (\sigma + \sigma_c), \quad (1.29')$$

де σ_c – напруження, що відповідає всебічному рівномірному стиску ґрунту, еквівалентне зв'язності і рівне $c \cdot \operatorname{ctg} \varphi$.

Умову граничного опору зрушенню при плоскому зрізі поширюють і на випадок оцінки міцності ґрунтів в умовах складного напруженого стану (див. рис. 1.6, б), розглядаючи діаграми зрушення як огинаючі кіл граничних напружень Мора. Загальна дотична до кіл напружень являє собою прямі $\tau=f(\sigma)$, що задовольняють граничному стану різних видів ґрунтів при прямому зрізі (умові міцності за Кулоном). Для кожної з діаграм граничних напружень на рис. 1.6, б-г умова граничного опору зрушенню чи, як їх прийнято називати, умови граничної рівноваги при складному напруженому стані (умова міцності за Мором) записують у відповідній аналітичній формі:

– для незв'язних ґрунтів – рис. 1.6, б

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2); \quad (1.31)$$

– для зв'язних (що володіють тертям і зчепленням) – рис. 1.6, в

$$\sin \varphi = (\sigma_1 - \sigma_2) / (\sigma_1 + \sigma_2 + 2\sigma_c); \quad (1.32)$$

– для ідеально зв'язних (не володіють тертям) – рис. 1.6, г

$$\tau = (\sigma_1 - \sigma_2) / 2. \quad (1.33)$$

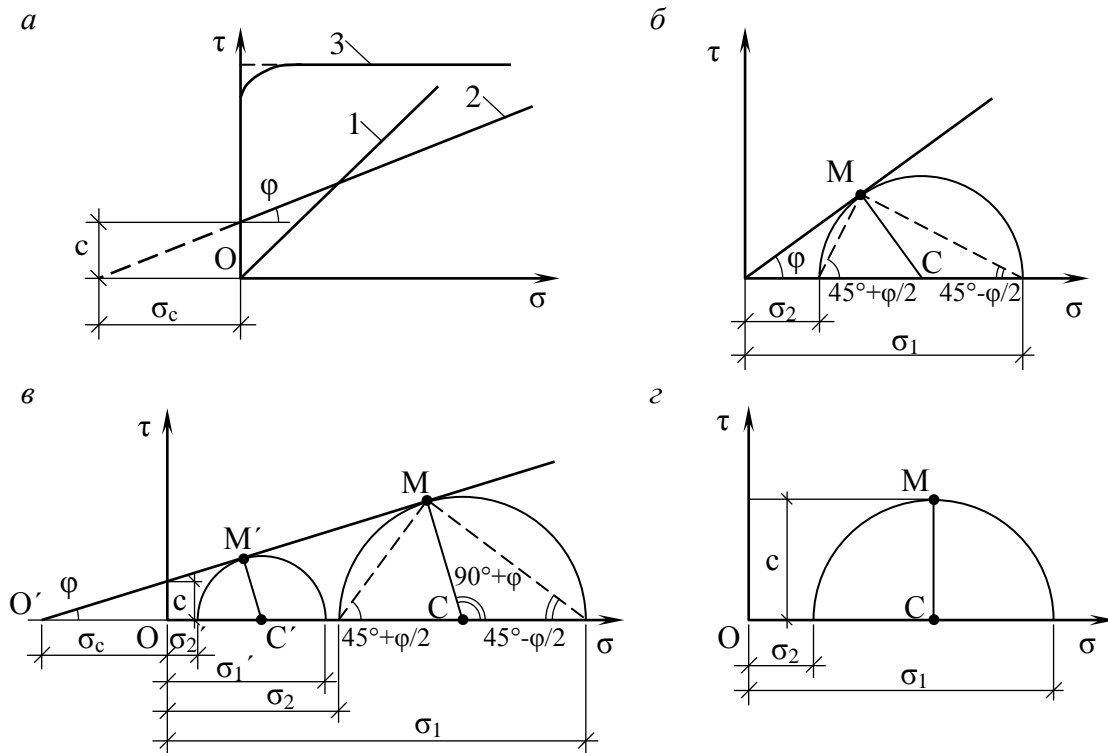


Рис. 1.6. Діаграма граничних напружень при зрушенні:
 а – для плоского напруженого стану (1 – незв'язний ґрунт, 2 – зв'язний ґрунт, 3 – ідеально зв'язний ґрунт); б, в, г – для складного напруженого стану відповідно у незв'язних, зв'язних та ідеально зв'язних ґрунтах

При вирішенні задач граничної рівноваги умови граничного опору зрушенню для незв'язних (1.31) і зв'язних (1.32) ґрунтів записують:

– для незв'язних

$$\sigma_2/\sigma_1 = (1 - \sin \varphi)/(1 + \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (1.34)$$

$$\sigma_1/\sigma_2 = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2); \quad (1.35)$$

– для зв'язних

$$(\sigma_2 + \sigma_c)/(\sigma_1 + \sigma_c) = (1 - \sin \varphi)/(1 + \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2), \quad (1.36)$$

$$(\sigma_1 + \sigma_c)/(\sigma_2 + \sigma_c) = (1 + \sin \varphi)/(1 - \sin \varphi) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2). \quad (1.37)$$

У рівняння (1.31) – (1.37) входять лише ефективні напруги σ_1 і σ_2 , рівні повним тільки при малому ступені водонасичення. При середньому ступені водонасичення і насичених водою ґрунтах, якщо випробування проводять за схемою недренованого зрушення, підставляють значення $\sigma_1' = (\sigma_1 - \sigma_u)$ і $\sigma_2' = (\sigma_2 - \sigma_u)$, де σ_u – нейтральний чи поровий тиск. Вираз $\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$ називають коефіцієнтом активного ξ_a , а $\operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$ – відповідно пасивного тиску ξ_n ; легко побачити, що $\xi_a < 1$, а $\xi_n > 1$.

Коло граничних напружень дає можливість установлювати напрямки площадок зрушення (ковзання) для будь-якої заданої точки на колі. Ці площадки нахилені під кутом $\pm(45^\circ + \varphi/2)$ до напрямку площадки найбільшої головної напруги чи під кутом $\pm(45^\circ - \varphi/2)$ до напрямку найменшого (див. рис. 1.6 б, в).

При простому (одноосьовому $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$) стиску максимальне зрушуюче напруження складає

$$\tau_{max} = \tau_0 = \sigma_1/2. \quad (1.38)$$

Значення τ_0 у цьому випадку приймають рівним граничному зчепленню c при $\varphi \cong 0$. Граничний стан описується кругом напружень Мора, аналогічно приведеному на рис. 1.6, z , який проходить через початок координат ($\sigma_2=0$). Такі випробування допускаються лише для зв'язних ґрунтів у твердому і тугопластичному станах.

Опір зрушенню в лабораторних умовах визначають різними способами: зрізом по фіксованій (горизонтальній чи похилій) площині, руйнуванням в умовах одноосьового і трьохосьового стиску й ін. Зріз по фіксованій площині і руйнування зразка при трьохосьовому стиску дозволяють визначати роздільно параметри зрушення c і φ . Інші методи можуть бути застосовані для зв'язних ґрунтів і дають можливість визначення лише загального (чи повного) граничного опору зрушенню τ_0 . Результати випробувань на зрушення залежать від швидкості навантаження і деформування, умов відведення (дренування) води. Розрізняють *консолідовано-дреноване зрушення* (повільне зрушення чи зрушення по відкритій системі) і *неконсолідоване* чи *нейтральне зрушення* (швидке зрушення чи зрушення по закритій системі).

Способи випробувань на зрушення ґрунтів у польових умовах (шурфах, дослідних котлованах, свердловинах) відрізняються значною розмаїтістю (рис. 1.7.). Загальним для всіх способів є сам процес випробування, при якому зрушення (зріз) ґрунту здійснюють поступальним переміщенням по заздалегідь заданій поверхні (плоскій, циліндричній) чи по довільній поверхні ковзання. У першому випадку (рис. 1.7, *a*), як і при лабораторному досліді за схемою фіксованого зрізу, випробуванню піддають кілька зразків ґрунту (звичайно не менше трьох) при істотно різних значеннях нормального до поверхні зрізу тиску $p_1 < p_2 < p_3$. У тих випадках, коли поверхня зрушення заздалегідь невідома, випробування здійснюють з нерегульованим тиском, і для визначення параметрів зрушення c і φ аналізують граничний напружений стан зразка чи масиву ґрунту, що руйнується, у момент зрушення (рис. 1.7, *б, в*). Загальним для всіх установок є пристрій для створення нормального і зрушуючого зусилля, а також пристрій для вимірювання деформацій ущільнення і зміщення. Схеми деяких із застосовуваних установок для випробувань на зрушення в польових умовах приведені на рис. 1.7.

При обробці результатів випробувань на зрушення розглядається умова граничного стану, при якому зрушуючі (зовнішні) сили врівноважуються стримуючими (внутрішніми силами тертя і зчеплення), розподіленими по поверхні зрізу (ковзання). При випробуванні крильчаткою шляхом обертального зрізу визначають тільки загальний опір зрушенню τ_0 у вибої свердловини. Метод застосований в основному для слабких водонасичених глинистих ґрунтів, що мають низькі значення кута внутрішнього тертя φ .

Міцнісні характеристики c і φ глинистих ґрунтів можуть бути визначені також і за даними статичного зондування.

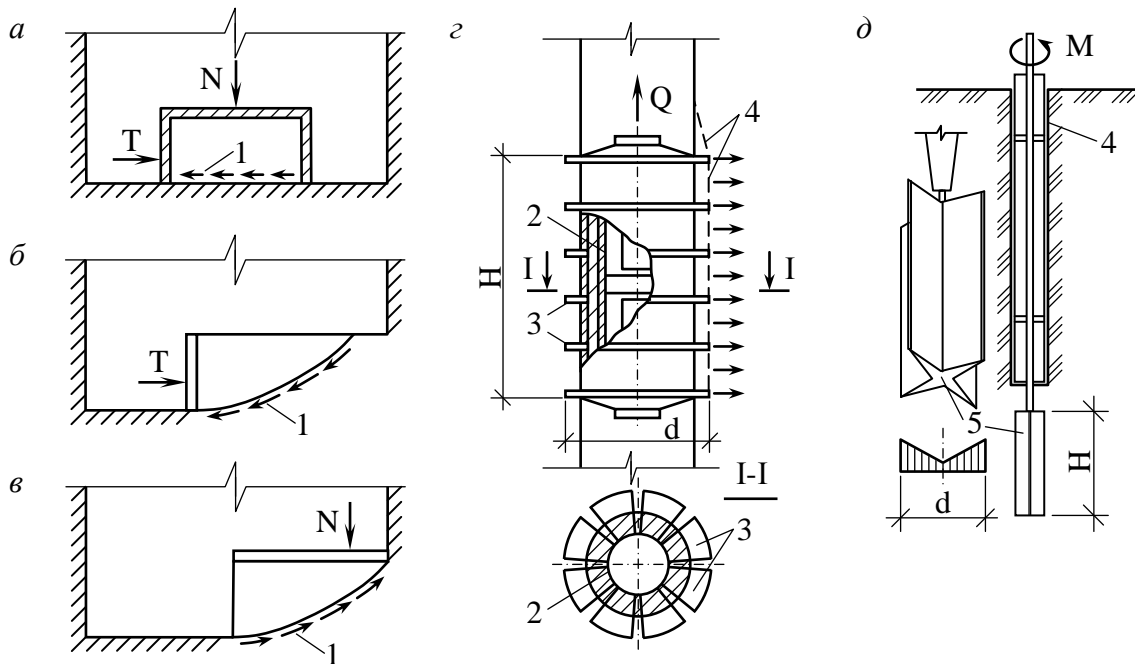


Рис. 1.7. Схеми польових установок для випробувань на зрушення: *a* – плоске зрушення; *б, в* – зрушення по наперед заданій поверхні методами випирання та обвалення притулених призм ґрунту; *г, д* – зрушення в свердловині пресіометром зрізу та крильчаткою; 1 – поверхня зрушення; 2 – камера пресіометра; 3 – жорсткі поздовжні зрізувачі; 4 – свердловина з обсадною трубою; 5 – крильчатка на жорсткій штанзі

1.4. МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ОСОБЛИВИХ РІЗНОВИДІВ ҐРУНТІВ

До особливих різновидів ґрунтів відносять ґрунти, у яких при додаткових фізичних впливах різко порушується природна структура, за рахунок чого відбувається зниження їхніх механічних властивостей. До таких ґрунтів звичайно відносять: лесові, засолені, набухаючі, елювіальні, мули, пухкі піски, слабкі водонасичені глинисті ґрунти, що виявляють реологічні властивості, біогенні ґрунти. Мерзлі ґрунти, що відтали, тут не розглядаються.

Лесові ґрунти (лес, покривні пилувато-глинисті відкладення) у маловологому стані мають здатність до *осідання* при їхньому зволоженні під навантаженням. Криві залежності $e, \Delta h = f(p)$ для просадочних ґрунтів приведена на рис. 1.8, *a*. У процесі замочування під заданим тиском p_c стрибкоподібно змінюється коефіцієнт пористості ґрунту e (висота зразка h), і плавна крива отримує розрив. На кривих $e, \Delta h = f(p)$ розрізняють три області деформування ґрунту (рис. 1.8, *a*). Стиск в умовах природної вологості непорушеної структури – *ab*, осідання – *bc* і ущільнення з порушеними структурними зв'язками – *cd*. Зі збільшенням природної вологості просадочність зменшується, і при ступені вологості $S_r > 0,8$ лесові ґрунти практично непросадочні.

Просадочні ґрунти характеризуються:

- – відносною просадочністю ϵ_{sl} – відносним стисненням ґрунтів ϵ_{sl} при заданому тиску p після їхнього замочування;
- – початковим просадочним тиском p_{sl} – мінімальним тиском, при якому ви-

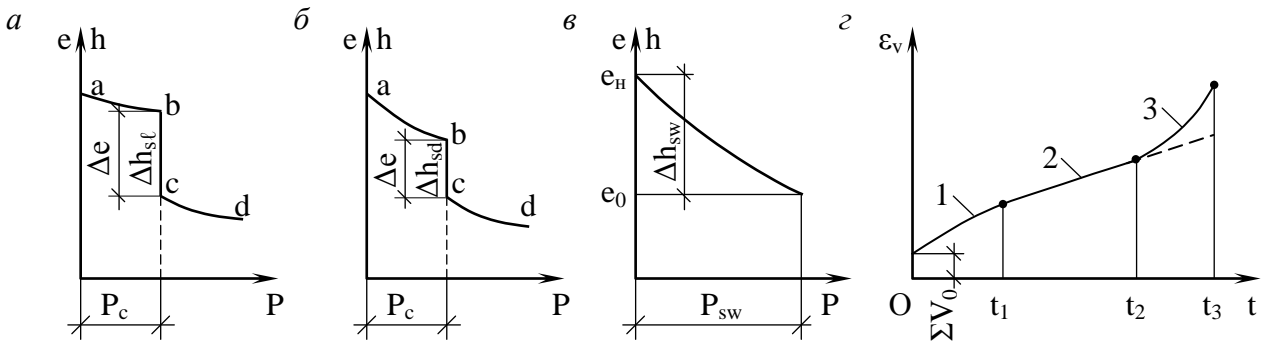


Рис. 1.8. Характерні графіки деформацій при визначенні:

a, б – відносної просадочності в лесових та пухких піщаних ґрунтах; *в* – тиску набухання у глинистих ґрунтах; *г* – виду повзучості ґрунту; 1 – затухаюча повзучість; 2 – повзучість із постійною швидкістю – пластично-в'язка течія; 3 – прогресуюча повзучість зі зростаючою швидкістю течії

являються просадочні властивості ґрунтів при їх повному водонасиченні;

– – початковою просадочною вологістю w_{sl} – мінімальною вологістю, при якій виявляються просадочні властивості.

Відносну просадочність ε_{sl} визначають випробуваннями зразків природної вологості при їхньому замочуванні під заданим тиском без можливості бічного розширення (рис. 1.8, *a*) і обчислюють за формулою

$$\varepsilon_{sl} = (h_p - h_{sl}) / h_g = \Delta h_{sl} / h_g, \quad (1.39)$$

де h_p – висота зразка ґрунту природної вологості, обтиснутого тиском p ; h_{sl} – те ж, після замочування до повного водонасичення при збереженні тиску p ; h_g – висота того ж зразка природної вологості, обтиснутого тиском p_g , рівним природному на глибині відбору зразка на іспит.

Значення ε_{sl} залежать від: переданого на ґрунт тиску, природної щільності і вологості, складу ґрунту і ступеня його вологості. За інших рівних умов найбільшою просадочністю володіють супіски. Максимальне значення відносної просадочності досягається не при повному водонасиченні W_{sat} , а при оптимальній вологості на границі пластичності W_p і змінюється в межах $(0,95 \dots 1,3)W_p$.

Початковий просадочний тиск p_{sl} установлюють при лабораторних і польових випробуваннях і приймають рівним:

- – тиску, при якому відносна просадочність $\varepsilon_{sl} = 0,01$ (при лабораторних випробуваннях у компресійних приладах);
- – тиску, рівному межі пропорційності на графіку "навантаження-осідання" (при польових випробуваннях штампами попередньо замочених ґрунтів);
- – вертикальному напруженню від власної ваги ґрунту на глибині, на якій починається осідання (при замочуванні ґрунтів у дослідних котлованах).

Значення p_{sl} залежать від щільності скелета ρ_d і ступеня вологості S_r ; зі збільшенням ρ_d і S_r початковий просадочний тиск зростає. Для лесових супіщаних ґрунтів України значення p_{sl} знаходяться в інтервалі 80...120 кПа, при цьому осідання від власної ваги починається з глибини 5...7 м; для лесових суглинків величина p_{sl} підвищується до 150...250 кПа, а осідання від власної ваги відбувається з глибини 8...12 м. Початковий просадочний тиск використовують при визначенні деформівної зони, у межах якої буде відбуватися осідання від сумар-

ного впливу напружень від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту; визначенні глибини, починаючи з якої буде відбуватися осідання від власної ваги; розрахунку можливих значень осідань основ фундаментів і ґрунтів від їхньої власної ваги.

Початкову просадочну вологість W_{sl} установлюють при компресійних випробуваннях і в польових умовах. Її значення залежать від напруженого стану ґрунту, природної щільності і міцності структурних зв'язків. Значення W_{sl} використовують для визначення можливості осідання лесових ґрунтів при підвищенні їхньої вологості не до повного водонасичення, а також при встановленні залежності ε_{sl} від ступеня підвищення вологості.

Для просадочних ґрунтів модуль загальної деформації, що визначають переважно в польових умовах, і міцносні характеристики – питоме зчеплення c і кут внутрішнього тертя φ – повинні встановлюватися як мінімум при двох станах: при природній або усталеній вологості в процесі будівництва й експлуатації і при повному водонасиченні.

Просадочними властивостями володіють також і *засолені ґрунти*, у яких легкорозчинні солі здатні вимиватися в умовах тривалого фільтраційного замочування під деяким тиском p . Засолені ґрунти (за аналогією з лесовими просадочними, див. рис. 1.8, *a*) характеризують відносним суфозійним стиском ε_{sf} , який визначають при компресійно-фільтраційних випробуваннях аналогічно (1.39) як відношення $\Delta h_{sf,p}/h_g$. Значення ε_{sf} визначають також і при польових випробуваннях статичним навантаженням за допомогою штампів із тривалим замочуванням.

У засолених ґрунтах процеси тривалої фільтрації і вилуговування солей супроводжуються звичайно зниженням міцносних властивостей, суфозійним осіданням внаслідок просідання, а також підвищенням агресивності підземних вод.

Процес ущільнення подібний до осідання, відзначається в *пісках пухкого складу*, природна структура яких порушується при динамічних впливах (вібрація, сейсміка й ін.). Прискорення, при якому пісок починає ущільнюватися, називають критичним, при цьому порушується природна структура (рис. 1.8, *б*). Значення відносного стиску при даному динамічному впливі ε_{sd} визначають за формулою, аналогічно як для просадочних ґрунтів, тобто $\varepsilon_{sd} = \Delta h_{sd}/h_g$. Чим більша щільність складу піску, тим при більших значеннях критичного прискорення починається його ущільнення.

Глинисті ґрунти, що містять у своєму складі переважно глинисті фракції ($d < 0,005$ мм), відносять до *набухаючих*, у яких відносно набухання у вільному стані $\varepsilon_{sw,0} \geq 0,04$. Ці ґрунти характеризують тиском набухання p_{sw} , відносним набуханням при заданому тиску ε_{sw} і відотною усадкою при висиханні ε_{sh} .

За тиск p_{sw} приймають тиск на зразок ґрунту, що замочують і навантажують без можливості бічного розширення, при якому деформації набухання дорівнюють нулю. Значення p_{sw} установлюють шляхом випробування без навантаження в умовах неможливості бічного розширення максимально набухлого зразка ґрунту з наступним обтисненням його до початкової (природної) порис-

тості (рис. 1.8, в).

При заданому тиску відносне набухання ε_{sw} в умовах інфільтрації вологи визначають за формулою

$$\varepsilon_{sw} = (h_{sat} - h_n) / h_n = \Delta h_{sw} / h_n, \quad (1.40)$$

де h_n – висота зразка природної вологості і щільності, обтиснутого без можливості бічного розширення тиском p , h_{sat} – висота того ж зразка після замочування до повного водонасичення.

Відносна лінійна усадка при висиханні зразка, що зазнав набухання,

$$\varepsilon_{sh} = (h_n - h_d) / h_n, \quad (1.41)$$

де h_n – висота зразка найбільш можливої вологості при обтисненні тиском p без можливості бічного розширення; h_d – висота зразка в тих же умовах після зменшення вологості в результаті висихання.

Значення відносного набухання ε_{sw} залежить від щільності і обернено пропорційне початковій вологості ґрунту. Набухання зростає зі збільшенням показників гідрофільності W і W_p .

Елювіальні ґрунти, що мають залишкові структурні зв'язки, у розроблених котлованах, укосах земляних споруд, виїмках бортів кар'єрів піддаються процесам додаткового вивітрювання при атмосферних впливах, що приводить до зниження їхньої міцності. Оцінку стійкості до атмосферного вивітрювання, що встановлює можливість і ступінь зниження міцності елювіальних ґрунтів у верхніх шарах оголень, роблять шляхом визначення зміни обраного параметра вивітрюваності A_t за очікуваний період часу t (дів, місяців, років). При цьому встановлюють:

– інтенсивність зміни обраного параметра ступеня вивітрюваності

$$v_c = (A_1 - A_2) / t; \quad (1.42)$$

– ступінь зниження цього параметра

$$\Sigma v_c = (A_1 - A_2) \cdot 100\% / A_1, \quad (1.43)$$

де A_1 і A_2 відповідно – обрані параметри вивітрюваності до й у період додаткового вивітрювання.

Для елювіальних скельних, піщаних і глинистих ґрунтів як параметри вивітрюваності приймають відповідні значення природної щільності ρ або значення меж міцності на одноосьовий стиск R_c . Для великоуламкових ґрунтів оцінку стійкості проводять якісним шляхом за зміною міцності уламків в умовах додаткового вивітрювання. Останню встановлюють за відношенням маси фракцій розміром менше 2 мм (q') до маси фракцій часток розміром більш 2 мм (q'').

Очікуваний період оголення поверхні t , а також інтервали часу Δt , через які здійснюють визначення інтенсивності вивітрювання, встановлюють у польових або лабораторних умовах, виходячи з можливих термінів будівництва. За встановленими параметрами v_c і Σv_c визначають припустимі терміни перебування відкритої поверхні різних видів елювіальних ґрунтів, а також розмір шару ґрунту, ослабленого додатковим вивітрюванням і підлягаючий заміні (видаленню).

Органо-мінеральні – мули, сапропелі і заторфовані ґрунти.

У мулистих ґрунтах (власне мулах і сапропелях) переважне значення ма-

ють тонкодисперсні фракції (глиниста і колоїдна); вони характеризуються текучою консистенцією і високою пористістю. Особливості структури таких ґрунтів обумовлені наявністю невисокої природної міцності. При перевищенні цієї міцності відбувається зміна природної структури і мули різко втрачають несучу здатність за рахунок переходу в пливунний стан.

Механічні властивості заторфованих ґрунтів залежать від відносного вмісту органічної речовини I_r – відношення маси сухих рослинних залишків до маси абсолютно сухого ґрунту.

За значеннями I_r виділяють ґрунти: з домішкою органічних речовин ($I_r \leq 0,1$), слабозаторфовані ($0,10 < I_r \leq 0,25$), середньозаторфовані ($0,25 < I_r \leq 0,40$) і сильнозаторфовані ($0,40 < I_r \leq 0,50$).

Основи, що складені орґано-мінеральними ґрунтами чи включають їх, повинні проектуватися з врахуванням їхньої більшої стискуваності, повільного процесу ущільнення (осідань) у часі і можливості в зв'язку з цим нестабілізованого стану, істотної мінливості й анізотропії міцносних, деформаційних і фільтраційних характеристик і зміни їх у процесі консолідації основи, а також значної тиксотропії мулів. Підземні води в орґано-мінеральних ґрунтах, як правило, сильно агресивні до матеріалів підземних конструкцій.

Механічні властивості *слабких водонасичених глинистих ґрунтів* залежать від їхнього мінералогічного складу, а також наявності органічних речовин. Присутність останніх у кількості 10% і більше від загальної маси мінерального ґрунту істотно впливає на його властивості. До слабких водонасичених глинистих ґрунтів прийнято відносити ґрунти з модулем деформації $E \leq 5 \text{ МПа}$ і з коефіцієнтом водонасиченості $S_r > 0,8$. Такі ґрунти знаходяться, як правило, у м'якопластичному і текучопластичному станах ($0,5 < I_L \leq 1,0$). Ступіні і швидкість навантаження впливають на поведінку таких ґрунтів під навантаженням.

Окремі види водонасичених глинистих, а також орґано-мінеральні ґрунти мають властивість нагромадження деформацій у часі при постійному навантаженні. Процеси нагромадження деформацій ґрунту в часі і зміни його міцності відносять до *реологічних*. Найбільш важливими поняттями, якими оперує реологія ґрунтів, являються фільтраційна консолідація, повзучість, релаксація і тривала міцність.

Фільтраційною консолідацією називається ущільнення, що протікає в часі, водонасиченого ґрунту, обумовлене витисненням порової рідини. Чим менше, за інших рівних умов, коефіцієнт фільтрації ґрунту, тим довше протікає процес його ущільнення.

Повзучістю називають процес нагромадження в часі деформацій ґрунту ϵ_v при постійному навантаженні. Розрізняють *згасаючу повзучість*, *повзучість з постійною швидкістю* і *прогресуючу повзучість* (рис. 1.8, г). У практиці проектування основ повзучість може бути допущена тільки загасаюча (відношення приросту відносної деформації d_{ϵ_v} до проміжку часу d_t наближається до нуля).

Релаксацією (розслабленням) називають зменшення напружень у ґрунті при постійному значенні його деформації. Якщо фільтраційна консолідація обумовлена витисненням порової рідини, то повзучість і релаксація супрово-

джуються перебудовою структури ґрунтового скелету за рахунок руйнування і відновлення водно-колоїдних зв'язків (ці два процеси протікають одночасно і залежать від напружено-деформованого стану ґрунту, а також характеру зміни в часі діючого на нього навантаження).

Під *тривалою міцністю* розуміють таке максимальне значення діючого на ґрунт навантаження, яке він здатний сприймати без руйнування на необмеженому проміжку часу.

Облік реологічних властивостей ґрунту вимагає проведення спеціальних випробувань і застосування спеціальних методів розрахунку.

Залежність механічних характеристик від показників фізичних властивостей і стану ґрунтів.

Механічні властивості, і в першу чергу їх міцність і деформівність, зв'язані з умовами утворення ґрунтів, а також з показниками їх фізичних властивостей і стану. Розглянемо спочатку нескельні ґрунти, у яких механічні властивості для того самого генетичного типу визначаються щільністю, вологістю, дисперсністю, речовинним складом, ступенем вивітрілості уламків і ін.

Зі збільшенням *щільності* при незмінній вологості зменшується пористість n (тобто зростає частка мінеральної частини ґрунту m), що збільшує у цілому опір механічним впливам – значення модуля деформації E , кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c зростають.

Зі збільшенням *вологості* зростає ступінь водонасичення в незв'язних S_r і консистенція I_L у зв'язних. Це призводить у дрібних і пилюватих пісках, а також у глинистих ґрунтах до зменшення опору механічному впливу, тобто значення E , c і φ знижуються.

Зі збільшенням *крупності* частинок, уламків і їх вивітрілості:

- у незв'язних ґрунтах – прямий зв'язок, тобто чим крупніші і міцніші уламки частинок, тим вище E і φ ($c \approx 0$); зі зменшенням розміру частинок і зростанням ступеня їх вивітрілості E і φ падають, з'являється c ;
- у зв'язних ґрунтах дисперсність і мінералогічний склад в узагальненому вигляді характеризують межами пластичності: чим більше в ґрунті глинистих і колоїдних часток і чим більше вони гідрофільні (тобто здатні утримувати на своїй поверхні гідратні плівки води), тим вище значення w і w_p , а отже і число пластичності I_p . Тому зі зростанням величин w і w_p значення E і c зростають, а φ – зменшується.

Виконаною статистичною обробкою результатів численних польових і лабораторних випробувань стискуваності і міцності ґрунтів установлені кореляційні залежності механічних характеристик E , c і φ від показників фізичних властивостей і стану для різних генетичних видів ґрунтів (елювіальних, осадових четвертинних, моренних, заторфованих і ін.). Такі залежності для четвертинних ґрунтів зведені в таблиці нормативних значень міцносних і деформаційних характеристик і приведені в ДБН В.2.1-10-2009, довідково-навчальній літературі.

Для вивітрілих скельних і великоуламкових ґрунтів (особливо елювіального походження) визначальними факторами виступають вид вихідної породи,

ступінь ослаблення її процесами вивітрювання як скельних, так і великоуламкових масивів, тобто міцність породи й уламків.

Так для магматичних скельних порід значення міцності R_c залежить як від їхньої щільності, так і вмісту в породі кварцу (Si_2). При однаковій щільності вивітрілої породи в умовно безкварцових ($Si_2 < 50\%$) значення R_c у 1,4...1,6 рази нижче, ніж у кварцевміщуючих ($Si_2 > 50\%$). Величини модуля деформації великоуламкових ґрунтів з вивітрілими уламками залежать як від виду вихідних порід, так і міцності (ступеня вивітрілості) самих уламків. Що стосується параметрів зрушення великоуламкових ґрунтів, то крім виду, складу, вмісту заповнювача і його стану за вологістю, у ґрунтах з уламками кварцевміщуючих порід значення питомого зчеплення вище, ніж в умовно безкварцових. Для кута внутрішнього тертя характер залежності зворотний.

Нормативні і розрахункові характеристики ґрунтів.

Усі розрахунки основ виконують за розрахунковими характеристиками, при цьому розрізняють їхнє нормативне і розрахункове значення, що встановлюють на основі статистичної обробки результатів випробувань за нормативними методиками.

За нормативні значення усіх фізичних характеристик і модуля деформації X_n звичайно приймають середні значення \bar{X} показника вибірки (рис. 1.9), з якої виключають грубі відскоки, тобто $\bar{X} = \sum X_i / n$, де X_i – разові визначення, n – число визначень. З вибірки звичайно виключають характеристики, значення яких відхиляються в ту або іншу сторону на величину від $2S$ до $3S$ (залежно від числа визначень), де S – середньоквадратичне відхилення:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n - 1}}. \quad (1.44)$$

При обробці результатів випробувань ґрунтів на зрушення шляхом зрізу нормативні значення питомого зчеплення c_n і тангенса кута внутрішнього тертя $tg \varphi_n$ обчислюють для всієї сукупності дослідних (окремих) величин τ_i при відповідних їм значеннях нормального напруження σ_i методом найменших квадратів. На основі зазначеної обробки поля точок на графіку $\tau_i = f(\sigma_i)$ одержують рівняння

$$\tau = \sigma \cdot tg \varphi_n + c_n. \quad (1.45)$$

Розрахункові значення характеристик ґрунтів X , що використовуються в розрахунках основ (c , $tg \varphi$, R_c і γ), визначають за формулами:

$$X = X_n / \gamma_g \quad \text{або} \quad X = X_n \pm \Delta, \quad (1.46)$$

де γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом, що залежить від мінливості цих характеристик, числа визначень n і значення довірчої імовірності α ; γ_g обчислюють за формулою

$$\gamma_g = 1 / (1 \pm \delta), \quad (1.47)$$

де δ і Δ – довірчі інтервали, що характеризують область (у відносному або абсолютному значенні) навколо середнього, у межах якого із заданою імовірністю α знаходиться "істинне" (генеральне) значення (рис. 1.9)

Знак перед величиною δ у формулі (1.47) вибирають з урахуванням забезпечення більшої надійності розрахунку основи.

Розрахункові значення E та усіх фізичних характеристик приймають рівними нормативним значенням, тобто $\gamma_g=1$, $X=X_n$.

Довірчу імовірність α розрахункових значень характеристик ґрунтів приймають при розрахунках основ за несучою здатністю $\alpha=0,95$ і за деформаціями $\alpha=0,85$ (для основ опор мостів відповідно $\alpha=0,98$ і $\alpha=0,99$); при цьому істинне середнє значення характеристики (розрахункової) не повинне виходити за межі нижньої або верхньої границі одностороннього довірчого значення. Отже, значення шуканої характеристики на кривій розподілу (рис 1.9) попадає в інтервал δ , що називається довірчим інтервалом.

Варто підкреслити, що при розрахунках за першим граничним станом значення X повинні бути мінімальними, тобто у формулах (1.46) і (1.47) приймають знак "мінус". При розрахунках за другим граничним станом знак у цих формулах повинен бути "плюс".

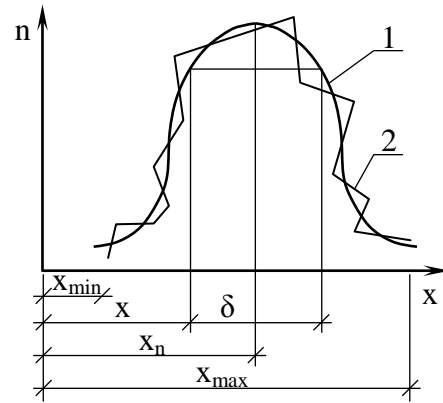


Рис. 1.9. Статистичні криві розподілу значень фізико-механічних характеристик: 1 – теоретична; 2 - експериментальна

Література

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
2. Цытович, Н.А. Механика ґрунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
3. Справочник по механике и динамике ґрунтов / В.Б. Швець, Л.К. Гинзбург, В.М. Гольдштейн и др. – К.: Будівельник, 1987 – 232 с.
4. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
5. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Ґрунти. Класифікація. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 47 с.
6. ДСТУ Б В.2.1-17: 2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 31 с.
7. ДСТУ Б.В.2.1-3-96. Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 27 с.
8. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 102 с.
9. ДСТУ Б В.2.1-22: 2009. Ґрунти. Метод лабораторного визначення властивостей просідання. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 12 с.
10. ДСТУ Б.В.2.1-5-96. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань. – К.: Держкоммістобудування України, 1997. – 32 с.
11. ДСТУ Б В.2.1-16: 2009. Ґрунти. Методи лабораторного визначення вмісту органічних речовин. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.

2. НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН ҐРУНТОВОГО МАСИВУ ОСНОВИ

Дисперсне середовище ґрунтової основи має свої особливості деформування, а саме: воно залежить від водопроникнення, деформацій ґрунтового скелета та поведінки ґрунтів у часі.

Для визначення напружень і деформацій в ґрунтовому масиві на сучасному рівні розвитку механіки використовують феноменологічні моделі, орієнтовані на розкриття процесів деформування суцільного середовища. У механіці суцільного середовища (МСС) на основі експериментальних параметрів використовують математичний апарат теорій пружності, пластичності та повзучості.

При такому підході необхідною умовою для прогнозу напружено-деформованого стану ґрунтової основи є використання методів чисельного моделювання процесів деформування ґрунтів на різних етапах навантаження. Для проведення розрахунків НДС ґрунтового масиву зараз успішно використовують метод скінчених елементів (МСЕ), метод граничних елементів (МГЕ) та ін.

Напруження в будь-якій точці ґрунтового масиву σ_i складається з природного $\sigma_{g,i}$, додаткового $\sigma_{z,i}$, яке передається через підшву фундаменту, і порового тиску $U_{w,i}$:

$$\sigma_i = \sigma_{g,i} + \sigma_{z,i} - U_{w,i}.$$

2.1. ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕННЯ В ҐРУНТОВОМУ МАСИВІ

Напруження в ґрунтовому масиві в природному стані.

Розподіл напружень в ґрунтовому масиві від власної ваги залежить від глибини заданої точки та параметрів ґрунтів і гідрогеологічної ситуації. Для визначення вертикальних напружень $\sigma_{g,i}$ на заданій глибині в точці i використовується формула

$$\sigma_{g,i} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.1)$$

де γ_i – об'ємна вага ґрунту в i -му шарі основи; h_i – товщина шару ґрунтів основи; n – число шарів ґрунтів у зоні стиснення основи.

Побудову епюри нормальних (вертикальних) напружень $\sigma_{g,i}$ від власної ваги ґрунтів показано на рис. 2.1.

Для водопроникних ґрунтів напруження визначають у зваженому стані з урахуванням дії сил Архімеда. На поверхні шарів, які утримують воду, повертається гідростатичний тиск стовпа води $\sigma_{g,i} = \gamma_w h_w$.

Горизонтальні напруження σ_x і σ_y від власної ваги ґрунтів визначаються

$$\sigma_{g,x} = \sigma_{g,y} = \xi \cdot \sigma_{g,z} = \xi \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (2.2)$$

де ξ – коефіцієнт бокового тиску ґрунтів, який залежить від значення коефіцієнта Пуассона ν . Решта параметрів наведені в формулі 2.1.

Напружено-деформований стан в ґрунтовому масиві може визначатися

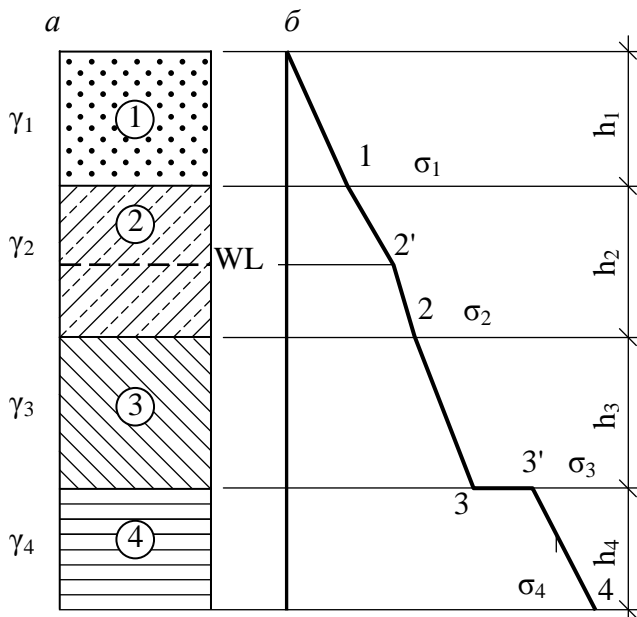


Рис. 2.1. Розрахункова система для визначення напружень в основі від власної ваги ґрунтів: *a* – ґрунтова колонка основи: 1 – піщаний ґрунт; 2 – супісок: вище води твердий, нижче – текучий; 3 – суглинок текучо-пластичний; 4 – глина тверда; *б* – епіюра напружень від власної ваги ґрунтів; WL – рівень ґрунтової води

експериментально, шляхом розміщення спеціальних датчиків та деформометрів. Такі дослідження виконують за спеціально розробленою програмою і вони потребують значних економічних витрат.

Напруження в масиві ґрунту від додаткових навантажень від будівель та споруд.

Розв'язки задач для визначення напружено-деформованого стану в пружному напівпросторі під дією зосередженої сили на поверхні отримано Ж. Буссінеском (1885 р.) (рис. 2.2). Для цієї задачі вертикальні нормальні напруження σ_z , наприклад, у кожній точці *C* ґрунту під дією зосередженої сили *N* визначають за формулою

$$\sigma_z = K_\sigma \frac{N}{z^2}, \quad (2.3)$$

де K_σ – залежить від відношення r/z і його значення табульовані; *z* – глибина розташування точки *C*; *r* – радіус до точки *C*.

Значення коефіцієнтів K_σ наведені в таблиці 2.1, де $K_\sigma = 3/2\pi[1+(r/z)^2]^{5/2}$.

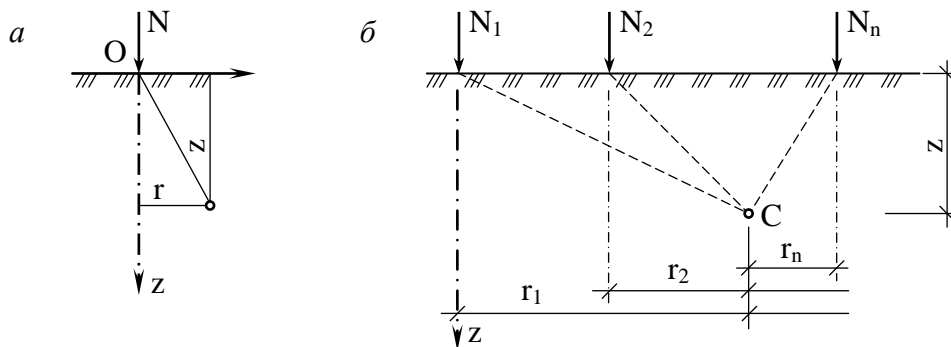


Рис. 2.2. Розрахункова схема для визначення напружень під дією зосередженої сили на поверхні: *a* – дія однієї сили; *б* – дія кількох сил

Таблиця 2.1. Значення коефіцієнта K_σ

r/z	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
K_σ	0,47	0,46	0,43	0,38	0,32	0,27	0,22	0,17	0,14	0,11	0,08

Примітка. Значення K_σ в таблиці наведені вибірково.

Решту п'ять компонентів напружень (нормальні і дотичні) визначають за більш складними формулами, які тут не наведені.

У випадку дії кількох зосереджених сил N_1, N_2, \dots, N_n на поверхні лінійно-деформованого напівпростору (рис. 2.2) для визначення сумарних вертикальних напружень в точці C допустиме використання принципу суперпозиції. У будь-якій точці лінійно-деформованого напівпростору вертикальні напруження σ_z визначають за формулою

$$\sigma_z = K_{\sigma_1} \frac{N_1}{z^2} + K_{\sigma_2} \frac{N_2}{z^2} + \dots + K_{\sigma_n} \frac{N_n}{z^2}. \quad (2.4)$$

Напруження в ґрунтовому масиві від розподіленого навантаження по площі.

На поверхні лінійно-деформованого напівпростору прикладено рівномірно розподілене гнучке навантаження по заданій площі σ_m . Якщо жорсткість конструкцій фундаменту не враховувати, тоді задача визначення напружень у заданій точці C ґрунтового масиву може розв'язуватися як знаходження напруження σ_c від незалежних зосереджених сил $N_i = \sigma_{m,i} \cdot A_i$, які підраховують за формулою

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_{\sigma_i} \frac{N_i}{z^2}. \quad (2.5)$$

При цьому зосереджену силу N_i визначають за формулою $N_i = \sigma_{m,i} \cdot A_i$, де $\sigma_{m,i}$ - середнє значення інтенсивності напружень на поверхні напівпростору; A_i - площа виділеного елемента $b_i \times \ell_i$.

Результати залежать від розмірів виділених елементарних площадок.

Вплив неоднорідностей основи на розподіл напружень під подошвою фундаментів.

Для випадків основи, коли в ґрунтовому середовищі зустрічається шар скелястого ґрунту або прошарки слабких ґрунтів, характер розподілу додатко-

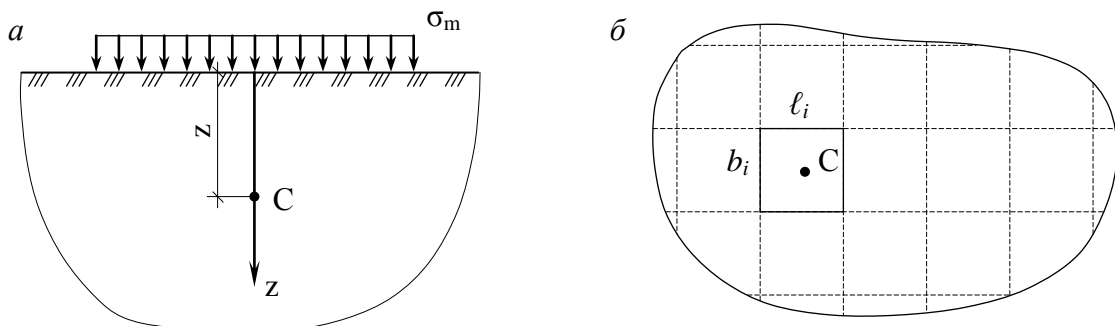


Рис. 2.3. Розрахункова схема для визначення напружень від дії рівномірно розподіленого навантаження: а – переріз; б – план

вих напружень суттєво змінюється. Якщо на незначній глибині знаходиться скелястий шар ґрунтів, тоді в цьому випадку виникає концентрація напружень, як під подошвою фундаментів, так і на поверхні скелястого ґрунту. Вперше на цей факт звернув увагу проф. К. Є. Єгоров, який запропонував на основі розв'язку цієї задачі метод лінійно-деформованого шару обмежених розмірів. За даними чисельного моделювання виявлено формування ядра на поверхні скелястого ґрунту (або шару ґрунту з модулем деформації $E > 100$ МПа), що підтвердило прогноз проф. К. Є. Єгорова.

Розподіл напружень під подошвою фундаменту (теоретичні, фактичні, розрахункові).

Взаємодія фундаментів з основою супроводжується зміною характеру реактивних напружень під його подошвою. Це можна показати на схемі фундаменту, на якій зростає навантаження (рис. 2.4).

На характер перерозподілу може впливати вид ґрунту та його стан.

В інженерній практиці часто використовують розрахункові схеми (рис. 2.5.), які залежать від характеру навантаження (вертикальне, горизонтальне, моментне). У кожному окремому випадку слід виконувати відповідні перевірки, залежно від того, які комбінації навантажень прикладені на фундамент.

2.2. МЕТОДИ ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ

Основні припущення.

Передача навантажень від будівель та споруд на ґрунти основи викликає в окремих її шарах появу пружних та пластичних деформацій, які зумовлюють вертикальні та горизонтальні переміщення фундаментів, різниці осідань сусідніх фундаментів або крени споруди чи будівлі.

Вертикальні переміщення основи називають осіданням (S) фундаментів і ці значення регламентуються в нормативній літературі.

На першому етапі вивчення напружено-деформованого стану ґрунтової основи розглядають деформації ґрунтів, які можна представляти як лінійно-деформівне суцільне середовище під дією різних комбінацій навантажень.

перший випадок – інженерна підготовка території будівництва підсипкою штучних ґрунтів на великі площі (суцільне навантаження);

другий випадок – передача навантаження через окремі фундаменти під колони або будівлі з різною формою їх подошви (локальне навантаження).

Розрахунок основ за деформаціями.

Розрахунок основ будинків та споруд за деформаціями полягає в обмеженні деформацій основ такими величинами, які забезпечують нормальну експлуатацію інженерних споруд.

Деформації основи залежно від причини виникнення поділяють на:

- деформації від зовнішніх впливів, що передаються на основи через подошву;
- деформації ґрунтів основи від власної ваги внаслідок змінювання фізичного стану або інших факторів (просідання, набухання, осідання тощо).

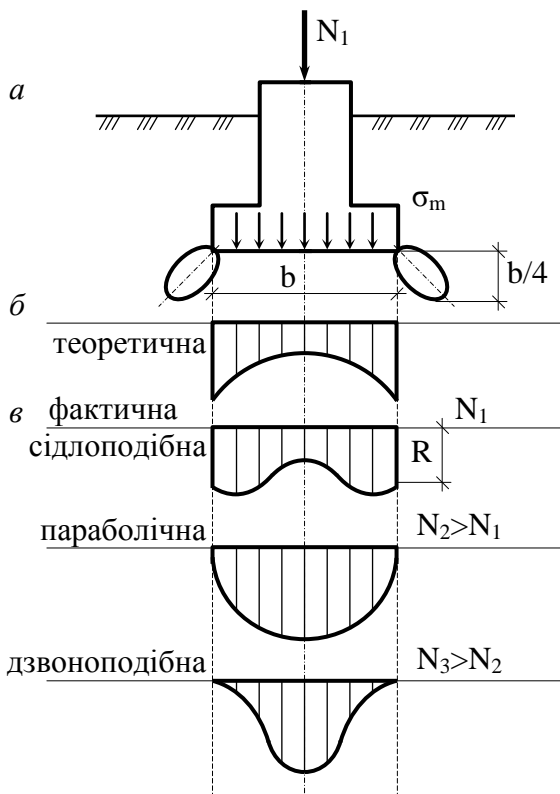


Рис. 2.4. Характер розподілу напружень під підшовою фундамента: *a* – розрахункова схема; *б* – теоретична епюра; *в* – фактичні епюри

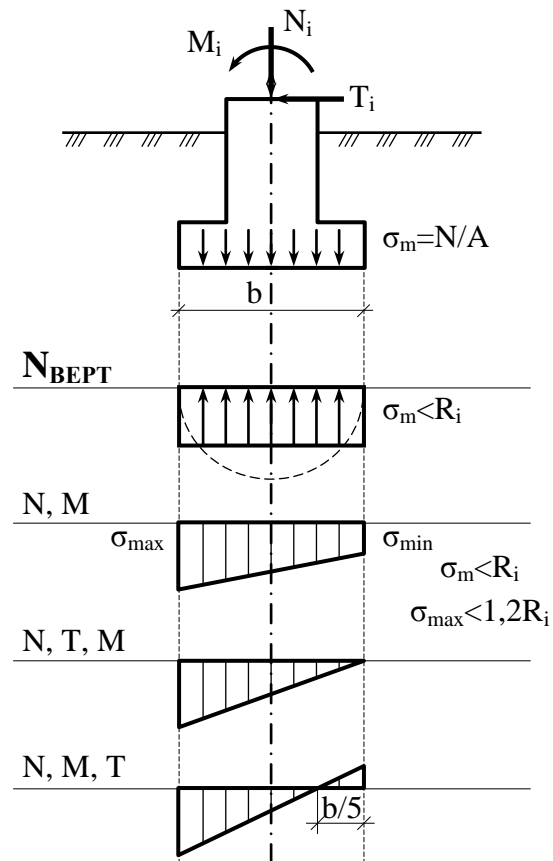


Рис. 2.5. Розрахункові епюри в залежності від комбінації навантажень

Розрахунок основ за деформаціями у більшості випадків проводять з урахуванням спільної роботи надземних конструкцій. Спільна робота характеризується:

- взаємодією елементів системи ”основа – фундамент – наземні конструкції“;
- осіданням основи окремого фундаменту S_i ;
- середнім осіданням основ будинку або споруди $S_{ср}$;
- відносною нерівномірністю осідань $\Delta S/l$ двох фундаментів, тобто різницею їх вертикальних переміщень, віднесеною до відстані між ними;
- креном фундаменту або споруди в цілому i , тобто відношенням різниці осідань крайніх точок фундаменту до його ширини та ін.

Розрахунок основ за деформаціями проводять, виходячи з умови

$$S \leq S_{грн}, \quad (2.6)$$

де S – величина спільної деформації основи та будинку (споруди), яку визначають розрахунком; $S_{грн}$ – гранично допустима величина спільної деформації основи та будинку (споруди).

Примітка: під величинами S та $S_{грн}$ може розглядатись будь-яка характеристика деформацій основи.

Розрахунок деформації основи бажано вести залежно від розмірів фундаментів та типів ґрунтових напластунів методом пошарового підсумування або методом лінійно-деформованого шару ґрунтів скінченої товщини.

Осідання шару ґрунту під дією суцільного навантаження.

Інженерна підготовка території для будівництва підсилюючої штучних ґрунтів значної площі заданої товщини h_i може моделюватися умовами деформування ґрунтів в одометрі.

У цьому випадку вертикальні (нормальні) напруження по глибині майже не змінюються, а горизонтальні визначають через коефіцієнт бокового тиску ξ , який залежить від коефіцієнта Пуассона ν , тобто $\xi = \nu / (1 - \nu)$.

Відомо, що коефіцієнт відносного стиснення ґрунту визначають за формулою

$$\varepsilon_z = m_v \cdot p, \quad (2.7)$$

де ε_z – відносна деформація; m_v – коефіцієнт відносного осідання; P – напруження від суцільного завантаження.

Враховуючи, що $\varepsilon_z = S/h$, знаходимо значення осідання шару ґрунту від суцільного завантаження ґрунтового масиву за формулою

$$S = m_v \cdot h \cdot p. \quad (2.8)$$

Якщо коефіцієнт відносного осідання визначати через модуль деформації ґрунту E , тобто $m_v = \beta/E$, тоді отримаємо формулу для підрахунків осідання шару ґрунту незначної товщини під дією навантаження

$$S = \beta \cdot h \cdot p / E, \quad (2.9)$$

де β – коефіцієнт, який враховує відносне бокове розширення ґрунту при компресійному ущільненні і визначається за залежністю $\beta = 1 - [2\nu^2 / (1 - \nu)]$.

Метод пошарового підсумування для розрахунків осідання фундаментів.

Цей метод застосовують у більшості випадків розрахунку осідань фундаментів промислових та цивільних споруд за дотримання умови $P_{сер} < R$. У цьому методі розрахункову схему основи прийнято у вигляді лінійно-деформівного напівпростору із умовним обмеженням глибини стискуваної товщі. При розрахунку осідання фундаменту методом підсумування зроблено такі припущення:

- враховують лише осьові максимальні стискуючі напруження $P_{окр}$, тобто визначення деформації ґрунту ведуть за умови неможливості його бічного розширення;
- у кожному горизонтальному перерізі (елементарному шарі) вертикальні напруження приймають розподіленими по прямокутній епюрі з ординатою, що дорівнює середньому додатковому тискові на покрівлі й на підшві кожного шару;
- у межах кожного горизонтального перерізу має бути однорідна стисливість ґрунту, яка характеризується модулем деформації E_i ;
- деформації основи враховуються у межах стиснутої товщі, нижньою границею якої є умова $P_0 z \leq P \delta z$, де $P_0 z$ – осьовий додатковий тиск на глибині z ; $P \delta z$ – природний тиск на відповідній глибині;

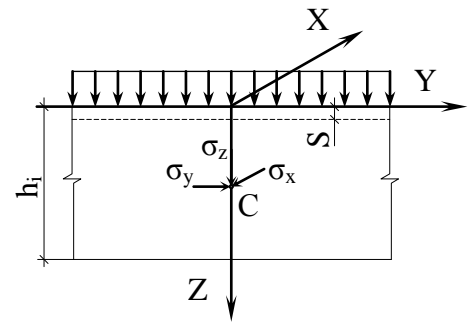


Рис. 2.6. Розрахункова схема для визначення осідання

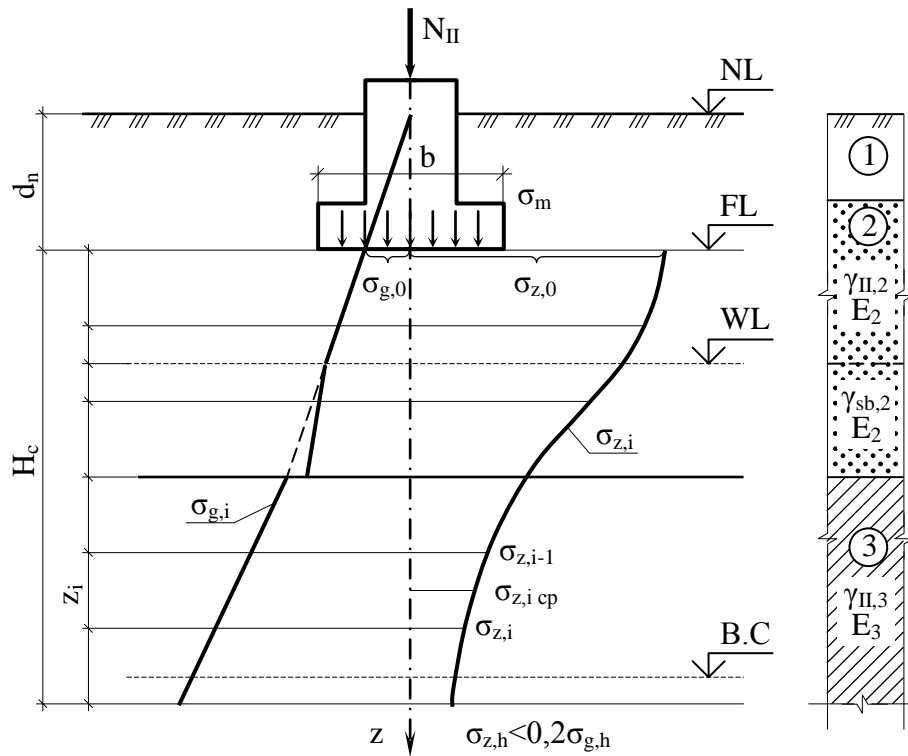


Рис. 2.7. Схема до розрахунку осідань методом пошарового підсумування

– осідання основи S приймають таким, що дорівнює сумі значень осідань деформацій окремих шарів ґрунту в межах стискуваної товщі

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (2.10)$$

де S – осідання основи окремого фундаменту, см; S_i – деформація у межах одного елементарного шару ґрунтів основи; n – число горизонтальних перерізів.

Розрахунок осідання фундаменту ведуть у такій послідовності.

Складають ескіз фундаменту із типовим геологічним розрізом. Ескіз подано на рис. 2.7.

По осі фундаменту будують епюру природного тиску ґрунту, при чому побудову слід почати від планувальної позначки у випадку планування зрізанням та від природного рельєфу у випадку планування підсипанням.

Ординати епюри природного тиску σ_{gi} обчислюють у характерних точках (на границі шарів та у ряді окремих горизонтальних перерізів поблизу нижньої границі стискуваної товщі) за формулою

$$\sigma_{gi} = \gamma_i \cdot h_i, \quad (2.11)$$

де γ_i – об'ємна вага ґрунту, кН/м³; h_i – товщина шару ґрунту, м.

Примітка. Якщо встановлена нижня границя стискуваної товщі закінчується у шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5$ МПа або такий шар залягає безпосередньо біля цієї границі, то шар слабого ґрунту розглядають як частину стискуваної товщі. У цих випадках границю стискуваної товщі обмежують співвідношенням

$$\sigma_{zi} \leq 0,1 \sigma_{gi}. \quad (2.12)$$

Для водонасичених шарів ґрунту, розташованих нижче за рівень ґрунтових вод, необхідно визначити об'ємну вагу ґрунту із урахуванням виважуючої

дії води γ_{sb} за формулами (2.13) або (2.14).

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (2.13)$$

де γ_s – питома вага ґрунту; e – коефіцієнт пористості ґрунту.

Наближена формула (у випадку повного водонасичення)

$$\gamma_{sb} = \gamma - \gamma_w, \quad (2.14)$$

де γ – об’ємна вага ґрунту і шару ґрунтів; γ_w – об’ємна вага води.

До водонепроникних ґрунтів можна віднести скельні та глинисті ґрунти (суглинки та глини) із консистенцією $I_L < 0,5$, які виважуючої дії води не зазнають.

Природний тиск на покрівлю цих шарів визначають за формулою

$$\sigma_{gi} = \sum \gamma_i h_i + \gamma_w h_w, \quad (2.15)$$

де γ_i , h_i , γ_w – наведено у формулах (2.11), (2.14); h_w – висота стовпа води, см.

Товщу стиснення основи слід поділити на окремі горизонтальні перерізи (окремі шари), товщину яких можна приймати $\leq 0,4b$ (де b – ширина фундаменту). Якщо у межах горизонтального перерізу знаходяться два різні шари ґрунту, то ці ділянки розглядають окремо.

По осі фундаменту (праворуч) будують епюру додаткових тисків. Величина додаткового тиску нижче підшви фундаменту вздовж глибини обчислюють за формулою

$$\sigma_{z0} = \alpha(\sigma_{mt} - \sigma_{g0}), \quad (2.16)$$

де α – коефіцієнт, що враховує змінювання додаткового тиску вздовж глибини; σ_{mt} – середній фактичний тиск під підшвою фундаменту; σ_{g0} – природний тиск у ґрунті на рівні підшви від ваги шарів, що лежать вище.

Коефіцієнт α залежить від розташування за глибиною розглядуваного перерізу, яке враховують параметром η (відносне заглиблення), та від форми фундаменту, яку враховують параметром ξ . Значення α приймають залежно від ξ та η за таблицею 2.2.

Для прямокутних фундаментів $\eta = \ell/b$ (ℓ – довжина, b – ширина фундаменту); $\xi = 2 \cdot z/b$ (b – ширина, z – глибина перерізу, що розглядається, від підшви фундаменту). Для круглих фундаментів значення приймають відповідно до $\xi = z/r$ (r – радіус фундаменту). Для фундаментів, що мають підшву у формі правильного багатокутника із площею A значення α приймають як для круглих фундаментів приведенного радіуса $r = \sqrt{F/\pi}$.

Одержане значення сумарного осідання S зіставляють з величиною граничного осідання S_u , значення якого для різних типів будинків і споруд наведені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.2. Значення коефіцієнта α для фундаментів

$\xi = \frac{2z}{b}$ $\xi = \frac{z}{r}$	Круглий фундамент	Прямокутний фундамент з відношенням сторін $\eta = \ell/b$						Стрічковий фундамент при $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	0,639	0,642
2,4	0,214	0,257	0,325	0,374	0,419	0,449	0,470	0,477
3,2	0,130	0,160	0,210	0,251	0,294	0,329	0,360	0,374
4,0	0,087	0,108	0,145	0,176	0,214	0,248	0,285	0,306
4,8	0,062	0,077	0,105	0,130	0,161	0,192	0,230	0,258
5,6	0,046	0,058	0,079	0,099	0,124	0,152	0,189	0,223
6,4	0,036	0,045	0,062	0,077	0,099	0,122	0,158	0,196
7,2	0,028	0,036	0,049	0,062	0,080	0,100	0,133	0,175
8,0	0,022	0,029	0,040	0,051	0,066	0,084	0,113	0,158
8,8	0,019	0,024	0,033	0,042	0,055	0,071	0,098	0,143
9,6	0,016	0,020	0,028	0,036	0,047	0,060	0,085	0,132
10,4	0,014	0,017	0,024	0,031	0,040	0,052	0,074	0,122
11,2	0,012	0,015	0,021	0,027	0,035	0,045	0,065	0,113
12,0	0,010	0,013	0,018	0,023	0,031	0,040	0,058	0,105

Примітка. Для проміжних значень ξ та η коефіцієнт α визначають інтерполяцією.

Таблиця 2.3. Величина граничних деформацій основ

Назва та конструктивні особливості споруди	Максимальні та середні абсолютні осідання, см	
	Вид	Значення
1. Промислові та цивільні багатоповерхові споруди із повним каркасом:	Максимальне абсолютне осідання	
1.1. Залізобетонні рами без заповнення	Те саме	8
1.2. Залізобетонні рами із заповненням	Те саме	8
2. Будинки та споруди, у яких не виникає додаткових зусиль від нерівномірних осідань	Те саме	15
3. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з:	Середнє осідання	
3.1. Крупних панелей	Те саме	10
3.2. Крупних блоків та цегляної кладки без армування	Те саме	10
3.3. Крупних блоків та цегляної кладки із армуванням або залізобетонними поясами	Те саме	15
4. Високі жорсткі споруди	Те саме	25–40

Метод лінійно-деформівного шару обмежених розмірів.

Деформації основи з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформівного шару обмежених розмірів рекомендують визначати в таких випадках:

1. У межах стискуваної товщі основи, що визначається як для лінійно-деформівного півпростору, розташований ґрунт з модулем деформації $E \geq 100$ МПа;

2. Фундамент має значні розміри (ширина або діаметр більше 10 м) і модуль деформації ґрунтів $E > 10$ МПа незалежно від глибин залягання малосугливого ґрунту.

Осідання за цим методом розраховують на повний середній тиск, що діє на подошві фундаменту (напруження від власної ваги ґрунту не віднімають). Розрахункове значення товщі лінійно-деформівного шару H у першому випадку приймають до покрівлі ґрунтів з модулем деформації $E \geq 100$ МПа, в другому випадку (для фундаментів значних розмірів) визначають за формулою

$$H = (H_0 + \psi b) K_p, \quad (2.17)$$

де H_0 , ψ – умовна товщина шару і коефіцієнт, приймають рівними для основ, складених піщаними ґрунтами, відповідно 6 м та 0,1; глинистими – 9 м та 0,15; b – ширина прямокутного фундаменту або діаметр круглого фундаменту; K_p – коефіцієнт, $K_p = 0,8$ при $p = 100$ кПа; $K_p = 1,2$ при $p = 500$ кПа.

Для проміжних значень K_p визначають інтерполяцією.

Якщо основа складена глинистими та піщаними ґрунтами,

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (2.18)$$

де H_s – товщина шару, яку визначають за (2.17) в припущенні, що основа складена лише піщаними ґрунтами; h_{cl} – сумарна товщина шарів пилувато-глинистих ґрунтів від подошви фундаменту до глибини H_{cl} , яка дорівнює значенню H , обчисленому за (2.17) у припущенні, що основа складена лише глинистими ґрунтами.

Якщо поблизу нижньої границі стискуваного шару розташований ґрунт з модулем деформації $E < 10$ МПа і його товщина не перевищує $0,2H$, то значення H , обчислене за (2.17) та (2.18), збільшують на товщину цього шару. При більшій товщині шару такого ґрунту і в разі розташування у межах стисливої товщі ґрунту з модулем деформації $E < 10$ МПа осідання фундаментів будь-яких розмірів рекомендують визначати методом пошарового підсумовування.

Осідання основи окремого фундаменту з використанням розрахункової схеми лінійно-деформівного шару визначають за формулою

$$S = \frac{pbK_c}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (2.19)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту (для фундаментів шириною $b < 10$ м) приймають $p = P_0$; K_c , K_m – коефіцієнти, що приймають за таблицями 2.4, 2.5; n – кількість шарів, що розрізняються за стисливістю в межах товщини шару H ; K_i , K_{i-1} – коефіцієнти, які визначають за таблицею 2.6 залежно від форми фундаменту η і відношення глибини залягання подошви цього шару до півширини фундаменту або до його радіусу ζ ; E_i – модуль деформації

i -го шару ґрунту.

Таблиця 2.4. Значення коефіцієнта K_c

Відносна товщина шару $\xi'=2H/b$ або $\xi'=2H/r$	Коефіцієнт K_c
$0 < \xi' \leq 0,5$	1,5
$0,5 < \xi' \leq 1$	1,4
$1 < \xi' \leq 2$	1,3
$2 < \xi' \leq 3$	1,2
$3 < \xi' \leq 5$	1,1
$\xi' > 5$	1,0

Таблиця 2.5. Значення коефіцієнта K_m

Середнє значення модуля деформації ґрунту основи E , МПа	Значення коефіцієнта K_m при ширині фундаменту		
	$b \leq 10$	$10 < b \leq 15$	$b > 15$
$E < 10$	1	1	1
$E \geq 10$	1	1,35	1,5

Таблиця 2.6. Значення коефіцієнта K_i для визначення осідання фундаменту

$\xi = \frac{2z}{b}$ $\xi = \frac{z}{r}$	Коефіцієнт K_i для фундаментів							
	круг- лих	прямокутних зі співвідношенням сторін η						стрічко- вих $\eta \geq 10$
		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
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	1,001
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	1,018	1,095
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,987	1,041	1,090	1,178
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506

Примітка. При проміжних значеннях ξ і η коефіцієнт K_i визначають інтерполяцією.

Визначення кренів фундаментів.

Крен фундаменту при дії позацентрового навантаження

$$i = \frac{1 - \nu^2}{E \cdot K_m} K_e \frac{\sum N_{II} \cdot e}{(a/2)^3} K_{II}, \quad (2.20)$$

де E та ν – відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуассона ґрунту основи; у випадку неоднорідної основи значення E та ν приймають середніми в межах стисненої товщі. Значення ν наведені в таблиці 2.7:

Таблиця 2.7. Середнє значення коефіцієнта Пуассона ν і коефіцієнта β_1

Ґрунт	ν	β_1
Галька, гравій (щєбінь, жорства)	0,27	0,80
Піски та супіски	0,30	0,74
Суглинки	0,35	0,62
Ґлини	0,42	0,39

ΣN_{II} – вертикальна складова рівнодійної усіх сумарних навантажень на фундамент у рівні його подошви; e – ексцентриситет, $e = \Sigma M_{II} / \Sigma N_{II}$; a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту за зовнішніми розмірами, у напрямку яких діє момент; K_m – коефіцієнт, що враховують при визначенні деформацій методом лінійно-деформівного шару й приймають за таблицею 2.5; K^{II} – коефіцієнт, що враховує форму круглого фундаменту, визначають за таблицею 2.8.

Таблиця 2.8. Значення коефіцієнта K^{II}

r_c/r_e	0	0,2	0,4	0,6	0,8	0,9
K^{II}	1,0	1,003	1,012	1,04	1,119	1,223

Примітка. У табл. 2.8 r_c та r_e – відповідно внутрішній та зовнішній радіуси кільцевого фундаменту.

Середні (у межах стисливої товщі H) значення \bar{E} та $\bar{\nu}$ на стадії "Проект" допускається визначати за формулами:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n E_i h_i / H, \quad (2.21)$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H, \quad (2.22)$$

де E_i , ν_i , h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт Пуассона й товщина i -го шару ґрунту; H – розрахункова товщина стисливої товщі, визначена за умовами 2.11 та 2.12; n – число шарів, що відрізняються значеннями E та ν у межах стисливої товщі H ; K_e – коефіцієнт, що приймають за таблицею 2.9.

Крен фундаменту з подошвою у формі правильного багатокутника обчислюють за формулою для круглого фундаменту, причому приймають $r = \sqrt{A/\pi}$, де A – площа подошви фундаменту даної форми.

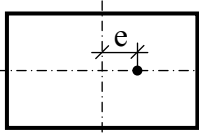
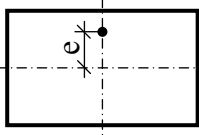
Обчислений крен фундаменту або споруди не повинен перевищувати граничного значення i_u (див. таблицю 2.3).

Прогноз розвитку деформацій ґрунтів основи в часі.

Основа фундаментів, яка складена глинистими ґрунтами, деформується не тільки в процесі будівництва, а можна спостерігати осідання фундаментів і в процесі експлуатації. Цей процес осідання пов'язаний з фільтраційною консолидацією, яка зумовлює ущільнення ґрунтів за рахунок витіснення води з порового простору.

Різницю осідання фундаментів на піщаній та глинистій основі можна спостерігати на графіках $S=f(t)$ (рис. 2.8) за період будівництва та експлуатації.

Таблиця 2.9. Значення коефіцієнта K_e

Фундамент	$\eta = \frac{\ell}{b}$	Коефіцієнт K_e при $\zeta' = 2H/b$ або $\zeta' = 2H/r$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
Круглий	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
Прямокутний 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	0,82	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
Прямокутний з моментом 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

Примітка. При визначенні деформацій методом пошарового підсумовування K_e приймають за графою, що відповідає $\zeta' = \alpha$.

У процесі навантаження глинистих ґрунтів спочатку виникає тиск у воді U_w , а з часом починає зростати тиск у ґрунтовому скелеті, що і зумовлює зростання осідання фундаментів у часі. Після розсіювання порового тиску деформації ґрунтів основи продовжуються і вони пов'язані зі вторинною консолідацією.

Вищеназвані процеси і зумовлюють розвиток деформацій ґрунтів у часі, їх ще називають реологічними процесами.

Розв'язок задачі фільтраційної консолідації шару водонасиченого ґрунту при дії суцільного навантаження (розв'язки за К. Терцагі та М.О. Цитовичем).

Фільтрація води в порах ґрунтів відбувається за законом Дарсі:

$$q = -k_f \frac{\partial H}{\partial z}, \quad (2.23)$$

де q – швидкість фільтрації води в порах ґрунту; k_f – коефіцієнт фільтрації ґрунту; H – гідравлічний напір (напірний градієнт); z – вертикальна ордината (координатна вісь z відповідним значенням ординати); знак мінус засвідчує напрямок фільтрації води.

Враховуючи той факт, що зменшення об'єму пор ґрунту супроводжується фільтрацією ґрунтової води, витрати води q для елементарного шару dz , розташованого на глибині z (рис. 2.10), еквівалентні зменшенню пористості ґрунту n за одиницю часу t відповідно за умовою (2.24):

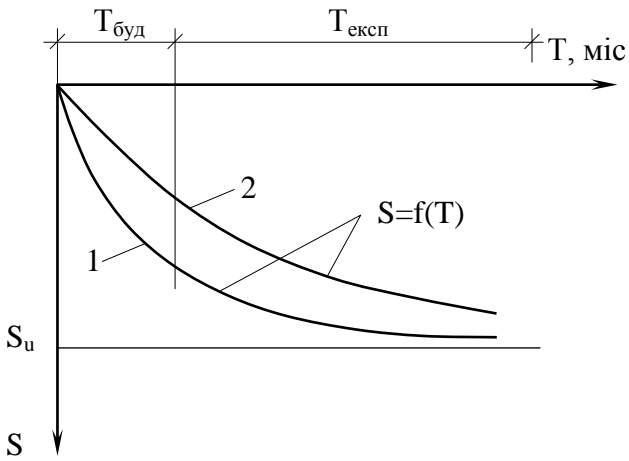


Рис. 2.8. Графік залежності осідання в часі: 1 – піщані ґрунти; 2 – глинисті ґрунти

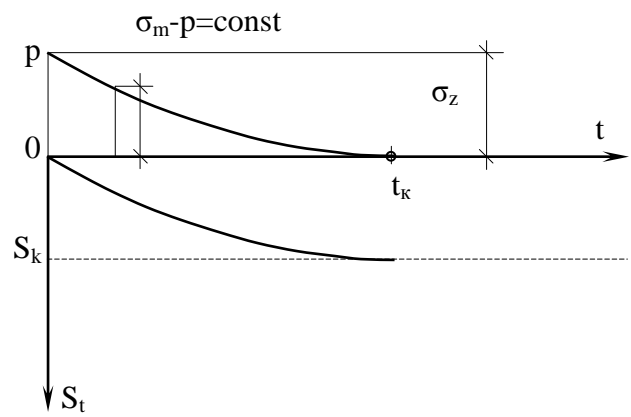


Рис. 2.9. Схема, що характеризує зміну порового тиску U_w , напруження в скелеті ґрунту та відповідне осідання S_t згідно з фільтраційною консолідацією ґрунтового середовища

$$\frac{\partial q}{\partial z} = - \frac{\partial n}{\partial t} \tag{2.24}$$

Після диференціювання рівняння 2.23 по координаті z і враховуючи напір у воді $H = U_w / \gamma_w = (P - \sigma_z) / \gamma_w$, отримаємо

$$\frac{\partial q}{\partial z} = (K_f / \gamma_w) \partial^2 \sigma_z / \partial z^2 \tag{2.25}$$

Якщо взяти до уваги, що $e = n/m$, при цьому $m = 1 / (1 + e_0) = const$, тоді $n = e / (1 + e_0)$, де e_0 – початковий коефіцієнт пористості.

Використовуючи ці залежності, отримаємо

$$\frac{\partial n}{\partial t} = (\partial e / \partial t) / (1 + e_0) \tag{2.26}$$

Підставляємо значення коефіцієнта пористості $e = e_0 - m_0 \sigma_z$, отримуємо:

$$\frac{\partial n}{\partial t} = -m_0 (\partial \sigma_z / \partial t) / (1 + e_0), \tag{2.27}$$

де m_0 – коефіцієнт стиснення ґрунту.

Вводимо у формулу (2.24) значення похідних $\partial n / \partial t$ і $\partial q / \partial z$ та, враховуючи, що $m_v = m_0 (1 + e_0)$, отримуємо:

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial t} = (K_f / m_v \gamma_w) \partial^2 \sigma_z / \partial z^2 \tag{2.28}$$

Якщо прийняти $c_v = K_f / m_v \gamma_w$, то отримаємо рівняння одновимірної фільтраційної консолідації ґрунту

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial t} = c_v \partial^2 \sigma_z / \partial z^2, \tag{2.29}$$

де c_v – коефіцієнт консолідації ґрунту ($m^2/\text{добу}$, $m^2/\text{рік}$).

Отримане рівняння розв’язується шляхом розкладення в ряди Фур’є при заданих початкових та граничних умовах.

На практиці використовують зворотню задачу. Спочатку задають ступінь консолідації ґрунту U , який визначають відношенням осідання поверхні шару ґрунту, що стискається, S_t в момент часу t до значення кінцевого осідання S_∞ ($t \rightarrow \infty$):

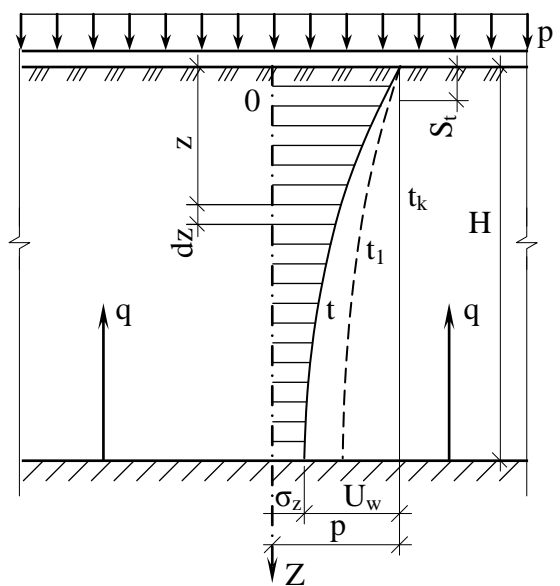


Рис. 2.10. Схема розподілу тиску в скелеті ґрунту σ_z і поровій воді U_w під дією суцільного навантаження

$$U = S_t / S_{\infty}. \quad (2.30)$$

Значення U_0 визначають за виразом

$$U_0 = 1 - 8/\pi^2 [e^{-N} + (1/9)e^{-9N} + (1/25)e^{-25N} + \dots], \quad (2.31)$$

де N – показник, який характеризує ступінь консолідації шару ґрунту товщиною h під дією різних навантажень.

Для розглянутих випадків проф. М. О. Цитовичем отримано залежність N від U , значення наведені в таблиці 2.10.

Таблиця 2.10. Значення коефіцієнта N для різних випадків навантаження

U	N для випадку			U	N для випадку		
	0	1	2		0	1	2
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

Кінцеве значення осідання визначають за формулою

$$S_{\infty} = h m_v p. \quad (2.32)$$

Користуючись значеннями з таблиці 2.10, можна визначити осідання поверхні водонасиченої основи в заданий проміжок часу. За отриманими значеннями t_i і S_u будують залежність $S_i = f(S_u, t_i)$.

2.2.8. Особливості нелінійного деформування ґрунтів основи.

В інженерній практиці осідання фундаментів ведуть за умови, коли середні напруження під подошвою фундаментів σ_m не перевищують реактивні напруження основи σ_r (або за ДБН розрахунковий опір ґрунтів R_i).

Деформаційні та міцносні характеристики свої значення змінюють залежно від інтенсивності навантаження. Традиційно значення модуля загальних деформацій E та коефіцієнта Пуассона ν , кут внутрішнього тертя та зчеплення приймають постійними із звітів про інженерно-геологічні вишукування. У дій-

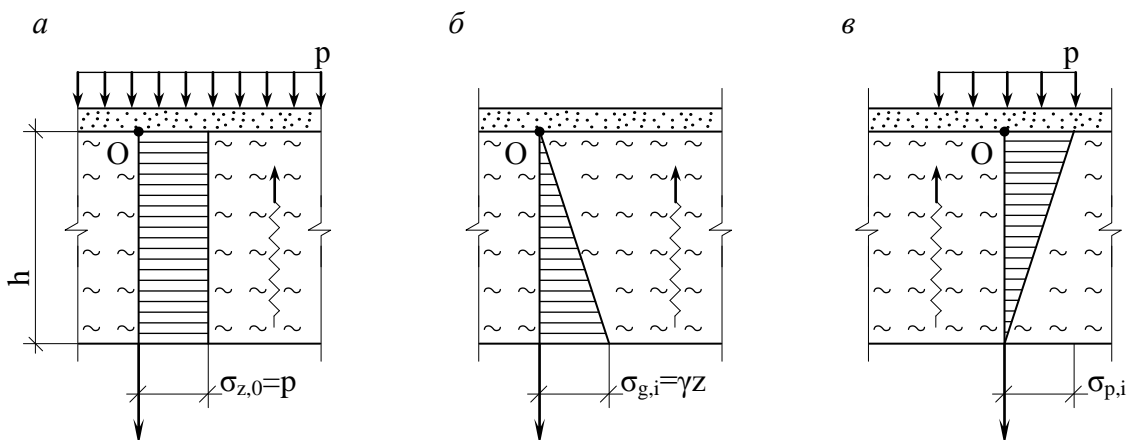


Рис. 2.11. Епюри напружень від дії:

a – суцільного навантаження (випадок "0"); *б* – власної ваги ґрунтів (випадок "1"); *в* – локального навантаження (випадок "3")

сності вони не є постійними, а тому для більш коректного врахування процесів деформування ґрунтів використовують нелінійні залежності між напруженнями і деформаціями в широкому діапазоні навантажень. У цих випадках використовують чисельні методи моделювання процесів деформування ґрунтів, наприклад метод скінчених елементів.

Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. Далматов Б.И. Механика грунтов / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов. – М: АСВ, 2000. – 204 с.
3. Цытович, Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
4. Бойко И.П., Дельник А.Е., Сахаров А.С. и др. Решение задач геомеханики по МКЭ с учетом развития зон предельного состояния грунтов. – Weimar, 1985. – С. 31–32.
5. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.

3. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ МІЦНОСТІ ҐРУНТОВИХ ОСНОВ

3.1. МІЦНІСТЬ ҐРУНТІВ. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ, ПОНЯТТЯ, УЯВЛЕННЯ І ВИЗНАЧЕННЯ

За певних умов може відбутися руйнування або втрата стійкості ґрунтового масиву чи його частини. Звичайно це явище супроводжується руйнуванням взаємодіючих із ґрунтовим масивом споруд.

У будівельній практиці розглядають такі основні випадки руйнування основ:

- руйнування основи внаслідок перевищення діючим на неї навантаженням деякої величини;
- руйнування укосу чи схилу;
- руйнування утримуючої конструкції (підпірної стінки) унаслідок її взаємодії з ґрунтом.

Задачі цього типу вирішують за допомогою теорії граничного напруженого стану, в основу якої покладений закон сухого тертя Мора – Кулона.

Суть цієї теорії полягає в наступному.

1. Механізм руйнування в загальному випадку – зрушення.
2. Руйнування основи в його деякій точці відбувається внаслідок досягнення діючих у ній напружень деякої критичної комбінації.
3. Міцностними властивостями основи являються кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c , які для кожного виду ґрунту слід визначати експериментально.

Теорія граничної рівноваги досліджує тільки напружений стан масиву ґрунтів і не дозволяє визначити його деформації.

Основи теорії граничної рівноваги були закладені в працях Ш. Кулона (1773) і В. Ренкіна (1859). Істотний внесок у її розвиток внесли А. Прандтль, Ф. Кеттер, Г. Рейснер, До Терцагі й ін. У сучасному вигляді теорія граничної рівноваги сформована фундаментальними працями В.В. Соколовського, В.Г. Березанцева, М.В. Малишева, Ю.І. Соловійова, Ю.О. Соколевського, А.С. Строганова, Г. Мейергофа й ін.

В одномірному випадку закон міцності Мора – Кулона має вигляд (рис. 3.1, а)

$$\tau \leq (\sigma - U) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (3.1)$$

а в просторовому (рис. 3.1, б) –

$$\left. \begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} &\leq \sin(\varphi), \\ \sigma_1 &> \sigma_2 > \sigma_3. \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

У цьому випадку τ і σ – діючі в деякій точці основи дотична і нормальна напруги; U – тиск у поровій рідині (іноді його називають нейтральним); σ_1 , σ_2 і σ_3 – головні напруження в точці; φ – кут внутрішнього тертя, а c – питоме зче-

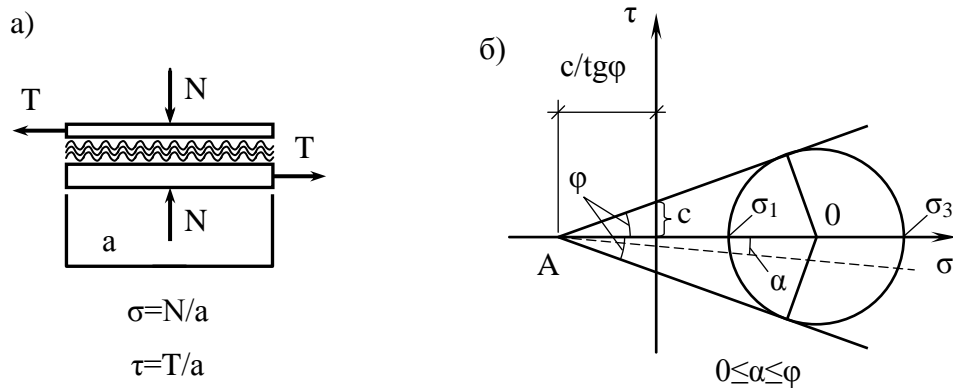


Рис. 3.1. Графічна інтерпретація закону сухого тертя Кулона

плення ґрунту. Вираз (3.2) іноді називають умовою міцності Ренкіна.

Згідно з (3.2) руйнування ґрунту відбувається тільки лише під впливом максимального і мінімального значення діючого в точці напруження.

Підставивши в (3.1) і (3.2) $\varphi \neq 0$ і $c=0$, ми отримаємо закон Кулона для силучого ґрунту (піску), а прийнявши $c \neq 0$ і $\varphi=0$, ми отримаємо закон Кулона для зв'язного ґрунту (жирні глини, мули), нарешті, припускаючи в (3.1) $U=0$, ми прийдемо до умови міцності Кулона для неводонасиченого ґрунту.

Співвідношення (3.1) отримано, виходячи з таких припущень (рис. 3.1, а). Чим більше коефіцієнт тертя поверхонь $K_f = \operatorname{tg} \varphi$, що знаходяться в контактi, діючий на них вертикальний тиск σ і чим міцніше вони будуть "склеєні" (питома міцність "клею" у даному випадку дорівнює питомому зчепленню c), тим більше питома зусилля τ слід прикласти для того, щоб зрушити їх одну відносно іншої.

Співвідношення (3.2) отримано, виходячи з таких припущень (рис. 3.1, б). Максимальне значення дотичного напруження має місце при виконанні умови $\alpha = \varphi$. Розглянемо прямокутний трикутник АОВ. Маємо:

$$OA = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi), \quad OB = R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{і}$$

$$\sin(\varphi) = \frac{OB}{OA} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)}. \quad (3.3)$$

Співвідношення (3.1) і (3.2) називають рівняннями стану. Для того щоб вирішити задачу граничної рівноваги, до них слід додати умови рівноваги в точці і граничні умови. Для плоскої задачі система рівнянь теорії граничної рівноваги має вигляд

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= X; \\ \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} &= Z; \\ \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{ctg}(\varphi)} &\leq \sin(\varphi) \end{aligned} \right\}. \quad (3.4)$$

Рішення системи (3.4) у загальному вигляді пов'язане зі значними математичними труднощами. Тому при виконанні практичних розрахунків висувають різні припущення і допущення, які дозволяють спростити систему (3.4).

3.2. РОЗРАХУНОК ОСНОВ ЗА НЕСУЧОЮ ЗДАТНІСТЮ. ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ, ПОНЯТТЯ, УЯВЛЕННЯ І ВИЗНАЧЕННЯ

У практиці проектування розрізняють два основних критичних навантаження на основу – розрахунковий опір ґрунту R (кПа) і граничний опір основи F_u (кН). Ці навантаження мають такий фізичний зміст.

Якщо середній тиск під подошвою фундаменту не перевищує розрахункового опору ґрунту R , то автоматично виконується постулат Н.А. Герсеванова про те, що діаграма "осідання фундаменту – навантаження" має вигляд відрізка прямої лінії. Тому розрахунковий опір ґрунту R використовується при виконанні розрахунків за II групою граничних станів.

Якщо діюче на фундамент навантаження перевищить граничний опір основи F_u , то відбудеться її руйнування. Тому практично завжди справедлива нерівність

$$R \cdot A \leq F_u, \quad (3.5)$$

де A – площа подошви фундаменту. У зв'язку з цим граничний опір основи F_u використовується при виконанні розрахунків за I групою граничних станів.

Оскільки $R \cdot A \leq F_u$, при розрахунку складених роздробленими ґрунтами основ розрахунок за II групою граничних станів (тобто за деформаціями) є основним. Однак у ряді випадків необхідно виконувати розрахунок і за I групою граничних станів (тобто за міцністю і стійкістю). Такий розрахунок провадиться, коли розрахункова схема роботи основи істотно відрізняється від схеми, прийнятої при розрахунку основи за II групою граничних станів.

Метою розрахунку за першою групою граничних станів є забезпечення міцності і стійкості ґрунтів основи, недопущення зрушення фундаменту по подошві, його перекидання і висмикування.

Діючи на сьогоднішні нормативні документи рекомендують виконувати розрахунок основ фундаментів за несучою здатністю і стійкістю в таких випадках.

1. Якщо на основу передаються значні горизонтальні навантаження.
2. Якщо основа складена водонасиченими глинистими і біогенними ґрунтами, що знаходяться в нестабілізованому стані (при ступені вологості $S_r > 0,85$, коефіцієнті консолідації $C_v < 10^7$ см²/рік і показнику текучості $I_L > 0,5$).
3. Якщо споруда розташована на укосі чи поблизу укосу.
4. Якщо на фундамент діє навантаження, що висмикує.
5. Якщо в основі є шар крутоспадаючих пластичних глинистих ґрунтів.
6. Якщо проектом передбачена можливість зведення споруди безпосередньо після влаштування фундаментів до зворотного засипання ґрунтом пазух котлованів.
7. Якщо основа складена скельними ґрунтами.

Розрахунок основ і фундаментів у випадках, передбачених у пунктах 1 і 3, допускається не робити, якщо конструктивними заходами забезпечена неможли-

вість зсуву проектованого фундаменту (наприклад, шляхом пристрою зтягувань у розпірних конструкціях, жорсткого кріплення укусу і т.д.).

При розрахунку за I групою граничних станів слід приймати не нормативні, а розрахункові навантаження на фундамент.

При цьому в якості розрахункових слід приймати властивості основи, визначені при довірчій імовірності $\alpha=0,95$ (тобто c_b , φ_I і γ_I).

Якщо питома вага ґрунту використовується при визначенні утримуючих сил, то його розрахункове значення слід визначати за формулою

$$\gamma_I = \frac{\gamma^H}{\gamma_g} = \gamma^H \cdot (1 - \delta). \quad (3.6)$$

Якщо питому вагу ґрунту використовують при визначенні зрушуючих сил, то її розрахункове значення слід визначати за формулою

$$\gamma_I = \frac{\gamma^H}{\gamma_g} = \gamma^H \cdot (1 + \delta), \quad (3.7)$$

де γ^H – нормативне значення питомої ваги, а $\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}$ – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

Вихідними даними при розрахунку основ фундаментів є:

- інженерно-геологічна будова основи, включаючи положення рівня підземних вод;
- розрахункові значення фізико-механічних характеристик ґрунтів усіх шарів основи (питома вага γ' і γ відповідно вище і нижче подошви фундаменту, кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c);
- розміри подошви фундаменту: ширина b , довжина L , і глибина закладання d ;
- розрахункові значення вертикального F_v і горизонтального F_h зусиль, а також розрахункове значення моменту M на рівні подошви фундаменту.

Метою розрахунків за несучою здатністю є забезпечення міцності і стійкості ґрунтів основи, а також недопущення зрушення фундаменту по подошві і його перекидання.

У загальному випадку розрахунок за несучою здатністю виконують за формулою

$$F \leq \gamma_c \cdot F_u \cdot \gamma_n, \quad (3.8)$$

де F – розрахункове навантаження на основу; F_u – сила граничного опору основи; γ_c – коефіцієнт умов роботи, прийнятий: для пісків (крім пілуватих) рівним 1,0; для пісків пілуватих і глинистих ґрунтів у стабілізованому стані – 0,9; для глинистих ґрунтів у нестабілізованому стані – 0,85; для скельних ґрунтів невивітрілих і слабовивітрілих – 1,0; вивітрілих – 0,9; сильно вивітрілих – 0,8; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруд, прийнятий для споруд I класу рівним 1,2; II класу – 1,15 і III класу – 1,1.

Основи стрічкових фундаментів перевіряють на стійкість тільки в напрямку короткої сторони (ширини) фундаменту, а прямокутного, квадратного і круглого – у напрямку дії моменту або напрямку горизонтальної складової

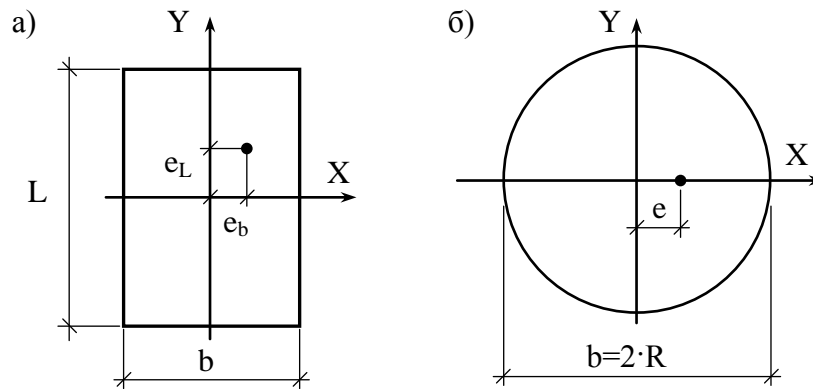


Рис. 3.2. До розрахунку основи за несучою здатністю

навантаження на фундамент. При цьому необхідно враховувати, що втрата стійкості залежно від співвідношення вертикальної і горизонтальній складових навантажень може мати характер плоского зрушення по підшві чи глибокого зрушення із захопленням ґрунту основи. У деяких випадках необхідна перевірка за обома можливими варіантами руйнування.

Розрізняють такі основні варіанти розрахунку несучої здатності основ.

1. Для основ, складених ґрунтами, що знаходяться в стабілізованому стані.
2. Для основ, складених ґрунтами, що знаходяться в нестабілізованому стані.
3. Для одношарових основ.
4. Для двошарових основ.
5. Розрахунок за схемою плоского зрушення.
6. Розрахунок на висмикуючі навантаження.

Крім того, розрізняють аналітичні і графоаналітичні методи розрахунку. Детальний опис цих методів представлений у [1, 2].

Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u , складеної нескельними ґрунтами, у стабілізованому стані допускається визначати за формулою (рис. 3.2)

$$N_u = b' \cdot L' \cdot (N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b' \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_I \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I), \quad (3.9)$$

де $b' = b - 2 \cdot e_b$ і $L' = L - 2 \cdot e_L$ – відповідно приведені ширина і довжина підшви фундаменту; e_b і e_L – відповідно ексцентриситети рівнодіючої всіх навантажень, (вважають, що вона прикладена на рівні підшви фундаменту, див. рис. 3.2); L і b – сторони підшви фундаменту, причому b – сторона фундаменту, у напрямку якої очікують втрату стійкості основи.

Коефіцієнти N_γ , N_q і N_c приймають за таблицями, що приведені в нормативній літературі, відповідно до розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ_I і кута нахилу рівнодіючої всіх навантажень δ до горизонтальної площини. Формулу (3.9) допускається застосовувати при виконанні умови $\text{tg} \delta \leq \sin \varphi$.

Коефіцієнти ξ_γ , ξ_q і ξ_c визначають залежно від параметра $\eta = L/b$. При $\eta \leq 1$ $\eta = 1$; при $\eta > 5$ $\xi_\gamma = \xi_q = \xi_c = 1$, а у всіх інших випадках –

$$\xi_\gamma = 1 - \frac{0,25}{\eta}, \quad \xi_q = 1 + \frac{1,5}{\eta}, \quad \xi_c = 1 + \frac{0,3}{\eta}.$$

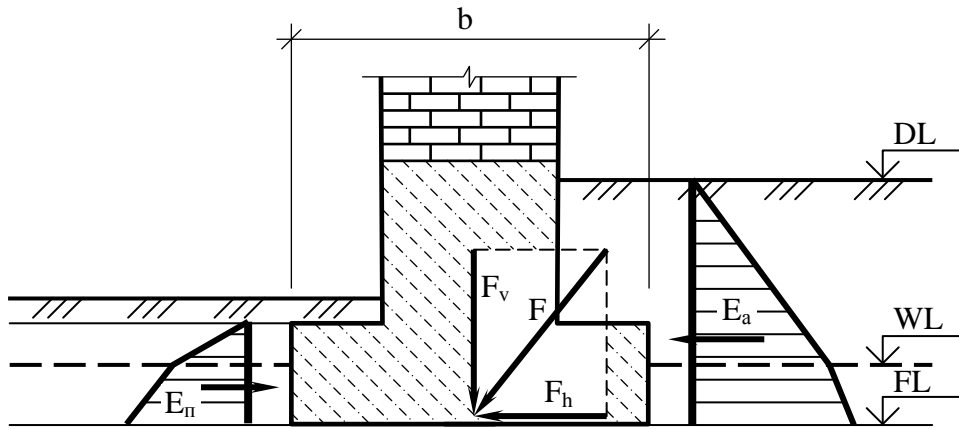


Рис. 3.3. До розрахунку фундаменту на плоске зрушення

При високому положенні рівня підземних вод значення питомої ваги ґрунту у формулі (3.9) слід приймати з урахуванням виважуючої дії води.

Вертикальну складову сили граничного опору основи N_u , складеної скельними ґрунтами, слід визначати за формулою

$$N_u = b' \cdot L' \cdot R_c, \quad (3.10)$$

де R_c – міцність скельного ґрунту на одноосьовий стиск.

Розрахунок фундаменту на плоске зрушення (див. рис. 3.3) виконують за формулами:

$$\begin{aligned} \sum F_{sa} &\leq \gamma_c \cdot \sum \frac{F_{sr}}{\gamma_n}; \\ \sum F_{sa} &= F_h + E_a; \\ \sum F_{sr} &= (F_v - WA) \cdot \operatorname{tg}(\varphi) + A_c + E_n, \end{aligned} \quad (3.11)$$

де $\sum F_{sa}$ і $\sum F_{sr}$ – відповідно суми проекцій на площину ковзання розрахункових зрушуючих і утримуючих сил; F_h і F_v – дотична і нормальна складові рівнодіючої F у рівні підосви фундаменту; W – тиск води, що зважає, на підосву фундаменту при високому заляганні рівня підземних вод; A – площа підосви фундаменту; E_a і E_n – рівнодіючі активного і пасивного тиску ґрунту на фундамент. Визначення цих величин буде розглянуто далі (див. розділ, присвячений взаємодії ґрунту з утримуючими спорудами).

Розрахунок фундаменту за схемою глибинного зрушення виконують у тому випадку, коли на заглиблену частину споруди діє значний тиск ґрунту із зовнішньої сторони будинку. Втрата стійкості в цьому випадку має форму повороту фундаменту навколо деякого центра обертання (див. рис. 3.4). У цьому випадку проводять розрахунки стійкості фундаменту в припущенні про круглоциліндричну поверхню ковзання. За центр обертання приймають точку O , що лежить на краю верхнього обрізу фундаменту. Вважають, що слід поверхні ковзання в площині рисунка відповідає дузі окружності радіуса r . Ця дуга виходить із точки, що лежить на протилежному краю підосви фундаменту, та закінчується в точці її перетину з денною поверхнею основи.

Фундамент і прилягаючий до нього ґрунт вище поверхні ковзання нази-

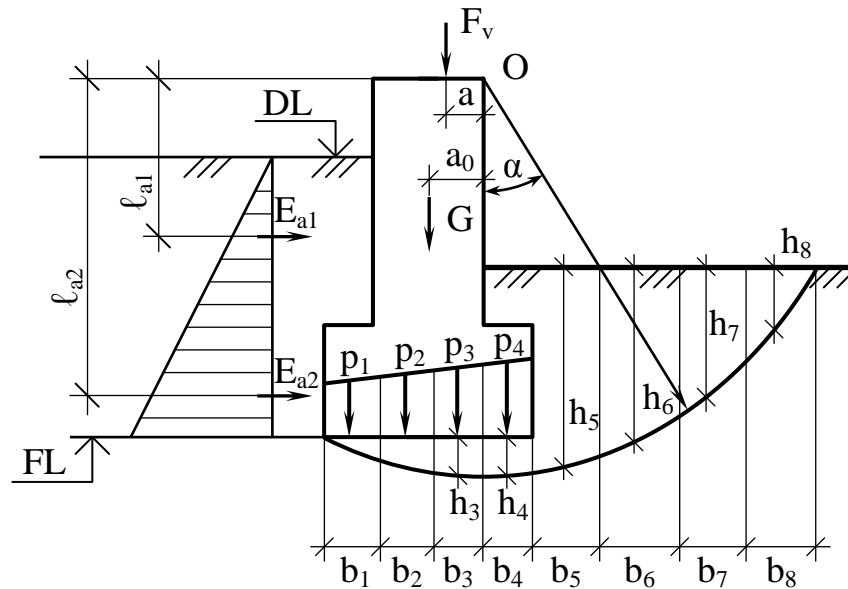


Рис. 3.4. До розрахунку стійкості фундаменту з використанням схеми круглоциліндричної поверхні ковзання

ваються відсіком обвалення. Коефіцієнт стійкості в цьому випадку визначають як відношення моменту утримуючих сил (тобто сил, що утримують відсік обвалення M_{sr}) до моменту зрушуючих сил M_{sq} , який прагне повернути цей відсік відносно центра обертання (точки O). Маємо

$$K_{st} = \frac{M_{sr}}{M_{sa}}. \quad (3.12)$$

У розгорнутому вигляді формула (3.12) має вид

$$k_{st} = \frac{r \left[\sum b_i (p_i + \gamma_i h_i) \cdot \operatorname{tg} \phi_i \cos \alpha_i + \sum b_i c_i / \cos \alpha_i \right]}{\sum E_{aj} \ell_{aj} + F_v a + G a_0 + r \sum b_i h_i \sin \alpha_i}, \quad (3.13)$$

де b_i і h_i – ширина і висота i -го елемента; γ_i – середня питома вага ґрунтів у i -му елементі; ϕ_i і c_i – кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту по підшві i -го елемента; p_i – середній тиск, переданий фундаментом на i -й елемент; α_i – кут між вертикаллю і нормаллю до підшви i -го елемента; E_{aj} і ℓ_{aj} – рівнодіюча і плече сил активного тиску; F_v і a – рівнодіюча і плече сили, якою навантажений фундамент; G і a_0 – вага фундаменту і відповідне плече; r – радіус поверхні ковзання.

Визначення коефіцієнта стійкості з використанням формули (3.13) проводять так. Спочатку радіусом r проводять дугу кола так, щоб вона перетинала денну поверхню. Після цього обмежену дугою частину кола розбивають на n вертикальних відсіків. Далі в межах кожного з відсіків визначають кут нахилу до горизонту його підшви, його вагу, характеристики міцності c і ϕ тощо. Після цього отримані в такий спосіб дані підставляють у формулу (3.13) і виконують розрахунок.

Розрахунок на перекидання. Цей вид розрахунку виконують для безрозпирних конструкцій, що мають досить велику висоту та навантажені горизон-

тальними силами. До таких конструкцій відносяться підпірні стіни, високі димові труби, опори ліній електропередачі тощо. Стійкість у цьому випадку визначається як відношення моментів утримуючих і перекидаючих сил відносно умовно прийнятого центра обертання:

$$k_{st} = M_{ymp} / M_{nep}. \quad (3.14)$$

Це відношення не повинне бути менше нормативного значення коефіцієнта стійкості k_{st}^H .

Необхідно відзначити, що при виборі розрахункових схем при проведенні розрахунків фундаментів на зрушення і перекидання завжди слід враховувати конкретні ґрунтові умови. Наприклад, якщо нижче подошви фундаменту залягає шар слабого ґрунту, слід перевірити стійкість на зрушення по цьому шару. При цьому необхідно передбачити інженерні заходи, спрямовані на збільшення несучої здатності основ. Найбільш розповсюдженими з них є:

- зміна площі подошви фундаментів у плані і глибини їхнього закладення (в цьому випадку прагнуть зменшити тиск під їхньою подошвою і використовувати в якості несучого шар міцного ґрунту);
- влаштування зв'язаних з фундаментами армованих підлог (у цьому випадку підлоги сприймають частину горизонтального розпору);
- введення зтяжок у розпірних конструкціях;
- поліпшення властивостей основи (силікатизація, цементація, армування та ін.);
- об'єднання окремих фундаментів у єдину жорстку систему (в такий спосіб забезпечується включення в загальну роботу недовантажених фундаментів);
- використання інших конструкцій фундаментів (наприклад, замість фундаментів мілкового закладення – пальових чи плитних фундаментів).

3.3. СТІЙКІСТЬ УКОСІВ І СХИЛІВ

Укосом називається штучно створена поверхня, що обмежує ґрунтовий масив, виїмку чи насип (рис. 3.5).

До схилів відносять укоси, утворені природним шляхом (вони обмежують ґрунтові масиви природного складу).

Крива, по якій відбувається руйнування укосу, називається поверхнею ковзання.

При прояві негативних факторів може відбутися руйнування укосу (у цьому випадку кажуть, що укіс утратив стійкість) і як наслідок – руйнування розташованих на укосі чи поб-

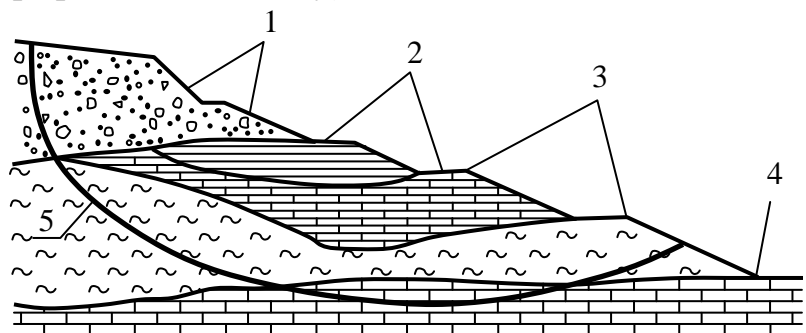


Рис. 3.5. Схема ґрунтового укоса та його основних частин: 1 – уступ; 2 – берма; 3 – бровка уступу; 4 – подошва укосу; 5 – поверхня ковзання

лізу нього будинків і споруд.

Основними причинами втрати стійкості укосів і схилів є:

- влаштування неприпустимо крутого укосу або схилу;
- підрізування схилу, що знаходиться в стані, близькому до граничного;
- збільшення зовнішнього навантаження (зведення споруд, складування матеріалів на укосі чи поблизу його брівки);
- зміна внутрішніх сил (наприклад, збільшення питомої ваги ґрунту при зростанні його вологості або навпаки – дія виважуючої сили води на ґрунти, що складають укіс);
- помилкове призначення розрахункових характеристик ґрунту;
- зниження опору ґрунту зрушенню за рахунок підвищення його вологості або інших причин;
- прояв гідродинамічного тиску;
- вплив сейсмічних сил і різного роду динамічних впливів (рух транспорту, забивання паль і т.п.).

У ході розрахунку стійкості укосів і схилів звичайно визначають коефіцієнт стійкості k_{st} , який не повинен перевищувати деякої наперед заданої величини k_{st}^H .

Розрахунок виконують для умов плоскої задачі (тобто для смуги основи шириною 1 метр). Таку розрахункову схему приймають тому, що звичайно це – найменш вигідний варіант розрахунку і при такій розрахунковій схемі забезпечується деякий запас міцності.

ВУ якості розрахункових використовують властивості основи, установлені при довірчій імовірності $\alpha=0,95$ (тобто c_b, φ_I і γ_b , див. розділ 3.1). Для зручності викладу матеріалу надалі індекс "I" у міру можливості не буде враховуватися (тобто замість позначень c_b, φ_I і γ_I будуть прийняті позначення c, φ і γ)

Задача оцінки стійкості укосів і схилів має такі варіанти.

1. Відомі поверхня ковзання, властивості ґрунтів, що складають основу, зовнішні навантаження і впливи, а також рельєф обмежуючої укіс денної поверхні. Потрібно визначити його коефіцієнт стійкості. Така задача виникає в тому випадку, коли необхідно змінити профіль укосу з метою підвищення його стійкості.

2. Відомі коефіцієнт стійкості укосу, властивості ґрунтів, що складають основу, зовнішні навантаження і впливи, а також рельєф обмежуючої укіс денної поверхні. Потрібно визначити його поверхню ковзання. Таке завдання виникає в тому випадку, коли необхідно визначити безпечну відстань, на якій поблизу укосу можуть бути зведені будівлі і споруди.

3. Відомі властивості ґрунтів, що складають укіс, зовнішні навантаження і впливи, а також рельєф обмежуючої укіс денної поверхні. Потрібно визначити його коефіцієнт стійкості і поверхню ковзання.

При розрахунку стійкості укосів використовують велике число методів, які можна об'єднати у дві великі групи, а саме – диференціальні й інтегральні методи.

У першій групі методів розрахунок зводиться до вирішення системи рів-

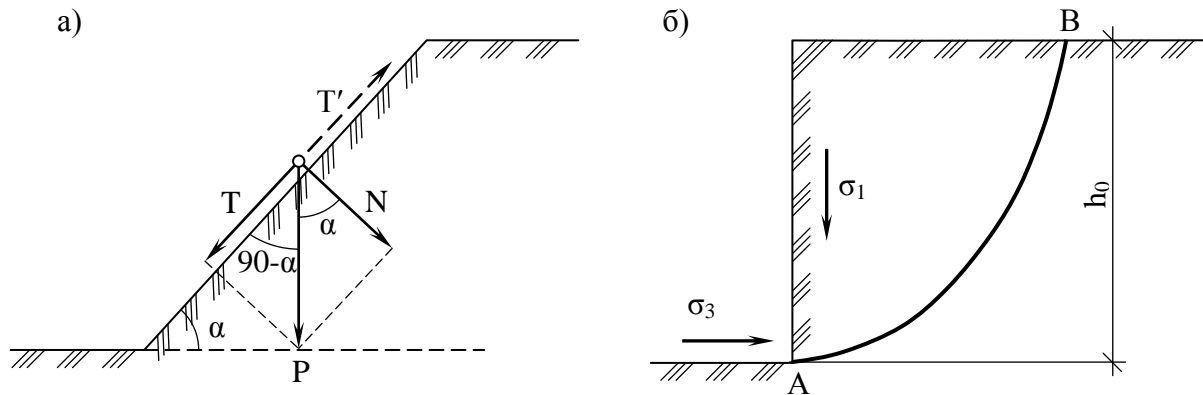


Рис. 3.6. До розрахунку стійкості укосів: а – складених ідеально сипучим ґрунтом ($c=0, \varphi \neq 0$); б – складених ідеально зв'язним ґрунтом

нянь (3.4), а у другій – до підрахунку за деякими правилами співвідношення діючих на укіс зрушуючих і утримуючих сил.

Найпростіші задачі стійкості укосів. Стійкість укосів з ідеально сипучого ґрунту (піску) визначають, виходячи з таких міркувань. Розкладемо вагу вільно лежачої на поверхні частки P на паралельну поверхні укосу T і перпендикулярну його поверхні N сили. Сила T буде прагнути зрушити частку ґрунту, а сила $T'=N \cdot \operatorname{tg} \varphi$ – утримати її. Тут $k_f = \operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт сухого тертя, $T = P \cdot \sin \alpha$, $N = P \cdot \cos \alpha$. З рівності $T = T'$ знайдемо

$$T = T'; P \cdot \sin \alpha = P \cdot \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi; \operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi, \text{ звідки } \alpha = \varphi.$$

Таким чином, укіс із сипучого ґрунту буде знаходитися в стійкому стані при виконанні нерівності

$$\alpha \leq \varphi. \quad (3.15)$$

Для визначення стійкості вертикального укосу з ґрунту, що має питоме зчеплення і внутрішнє тертя, використаємо умову міцності (3.2). З рисунка (3.6) випливає, що $\sigma_1 = \gamma \cdot h_{кр} + q$ і $\sigma_3 = 0$ (тут γ – питома вага ґрунту і $h_{кр}$ – критична, тобто максимально можлива висота укосу, а q – рівномірно розподілене по поверхні основи навантаження).

Підставимо значення для σ_1 й σ_3 у рівняння (3.2) і вирішимо отримане таким способом рівняння відносно висоти укосу h . Маємо

$$h_{кр} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}. \quad (3.16)$$

Прийнявши в (3.16) $q=0$, ми прийдемо до формули для визначення критичної висоти укосу, денна поверхня якого вільна від навантаження. Приймаючи в (3.16) $q=0$ і $\varphi=0$, отримаємо формулу для визначення критичної висоти укосу з ідеально зв'язного ґрунту, денна поверхня якого вільна від навантаження. При виконанні розрахунків за формулою (3.16) слід враховувати, що при $c=0$ $h_{кр} \leq 0$, тобто критична висота укосу дорівнює нулю.

Визначення граничного тиску на горизонтальну поверхню ґрунту, що обмежує укіс. При вирішенні ряду інженерних задач потрібно визначити таке навантаження на укіс, при якому весь укіс буде знаходитися в граничному стані. У цьому випадку відомими є кут закладення укосу α і характери-

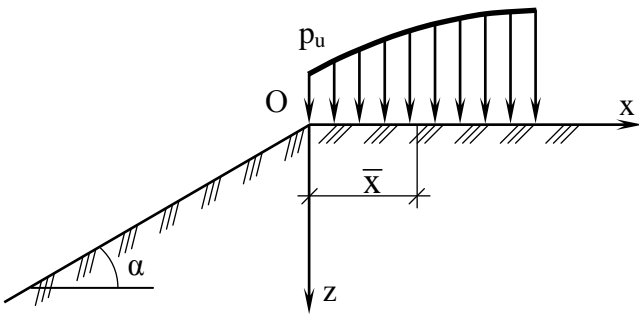


Рис. 3.7. До розрахунку стійкості укосу рівної міцності

стики ґрунту c , φ і γ . Потрібно визначити епюру вертикального навантаження на поверхні $q(x)$, при якій весь масив ґрунту буде знаходитися в стані граничної рівноваги. Розрахункова схема цієї задачі представлена на рис. 3.7.

Рішення цієї задачі в безрозмірних координатах для безрозмірних параметрів має вигляд

$$p_u(x) = \bar{\sigma}_z c + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi, \quad (3.17)$$

де $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ – відстань від точки O (див. рис. 3.7) до точки прикладення ординати епюри навантаження, що визначається (тут γ – питома вага ґрунту, а $\bar{\sigma}_z$ – безрозмірна величина цієї ординати).

Значення безрозмірних величин $\bar{\sigma}_z$ для різних φ , α і \bar{x} приведені в таблиці 3.1.

Розрахунки за формулою (3.17) проводяться таким способом. Спочатку для заданих на горизонтальній поверхні точок з координатою x розраховують їхні безрозмірні координати \bar{x} (див. пояснення до формули (3.17)). Далі за відомим значенням кута внутрішнього тертя φ та кута закладання укосу α для цих точок за таблицею 3.1 визначають безрозмірні величини $\bar{\sigma}_z$, після чого за формулою (3.17) розраховують фактичні значення ординат епюри граничного тиску в розглянутій точці.

Таблиця 3.1. Значення безрозмірних ординат епюри $\bar{\sigma}_z$ (формула 3.17)

$\bar{\sigma}$	Значення $\bar{\sigma}_z$ при φ , град, рівному											
	10		20			30			40			
	при α , град, рівному											
	0	10	0	10	20	10	20	30	10	20	30	40
0	8,34	7,51	14,8	12,7	10,9	24,3	19,6	15,7	55,9	41,4	30,6	22,5
1	9,64	8,26	20,6	16,6	13,1	39,8	28,8	20,3	126	81,1	50,9	31
2	10,8	8,95	25,4	19,9	15	52,9	36,7	24,2	186	115	68,4	38,1
3	11,8	9,59	29,8	23	16,7	65,1	44,1	27,8	243	148	84,9	44,4
4	12,8	10,2	34	25,8	18,3	76,8	51,2	31,1	299	179	101	50,4
5	13,7	10,8	38	28,7	19,9	88,3	58,1	34,3	354	211	117	56,2
6	14,5	11,3	41,8	31,4	21,4	99,6	65	37,4	409	241	132	61,7

Визначення форми рівностійкого укосу. Рівностійким називають такий укіс криволінійного обрису, при якому весь обмежений ним масив ґрунту знаходиться в стані граничної рівноваги. Рішення цієї задачі отримано у вигляді графіків у безрозмірних координатах \bar{x} і \bar{z} , що відображають форму рівностійкого укосу при заданих значеннях кута внутрішнього тертя φ

(рис. 3.8). Тут $\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c}$ і $\bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$, а x і z – фактичні координати відповідних точок укосу.

Побудова рівностійкого укосу проводиться таким способом. На рис. 3.8 вибирають криву, що відповідає заданому значенню φ . Початок координат розташовують на верхній границі укосу. Для ряду точок на цій кривій з безрозмірними координатами

$$\bar{x} = \frac{x \cdot \gamma}{c} \quad \text{і} \quad \bar{z} = \frac{z \cdot \gamma}{c}$$

і φ за формулами $x = \frac{\bar{x} \cdot c}{\gamma}$ і $z = \frac{\bar{z} \cdot c}{\gamma}$ обчислюють фактичні координати x і z .

Якщо в ході розрахунків з використанням розглянутих вище методів необхідно за-

безпечити деякий запас міцності з коефіцієнтом запасу K_{st}^H , то замість фактичних слід приймати міцнісні характеристики ґрунту, визначені за формулами

$$C^* = \frac{C_I}{K_{st}^H} \quad \text{і} \quad \varphi^* = \arctg \left[\frac{\text{tg}(\varphi_I)}{K_{st}^H} \right], \quad (3.18)$$

де c_I і φ_I – фактичні питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту.

Побудована по точках з координатами x та z крива відповідає формі рівностійкого укосу. Побудований у такий спосіб укіс може нести на горизонтальній поверхні рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю $q = h_{кр} \cdot \gamma$,

де $h_{кр}$ – висота критичного укосу, розраховане за формулою $h_{кр} = \frac{2 \cdot C \cdot \cos(\varphi)}{\gamma[1 - \sin(\varphi)]}$.

Інженерні методи розрахунку стійкості укосів і схилів. Розглянуті вище методи дозволяють розраховувати стійкість тільки однорідних (за фізико-механічними властивостями) укосів і схилів. Однак на практиці звичайно доводиться мати справу з істотною неоднорідністю ґрунтових масивів. Крім того, у ряді випадків поверхні ковзання відомі заздалегідь (наявність слабких прошарків, поверхні ковзання старих зсувів та ін.), а їхня форма не обов'язково збігається з передбаченими теорією граничної рівноваги кривими. При цьому фактичний розподіл прикладеної до поверхні укосів і схилів навантаження звичайно відрізняється від розглянутої при виведенні представлених вище розрахункових формул, а на ґрунти, що складають укоси і схили, можуть діяти динамічні (при землетрусах) і гідродинамічні (у випадку водонасичених укосів) сили. Тому в проектній практиці застосовують інженерні методи розрахунку стійкості, що містять різного роду припущення, або спрощення.

Найбільшого поширення дістали методи круглоциліндричної, ламаної і плоскої поверхонь ковзання.

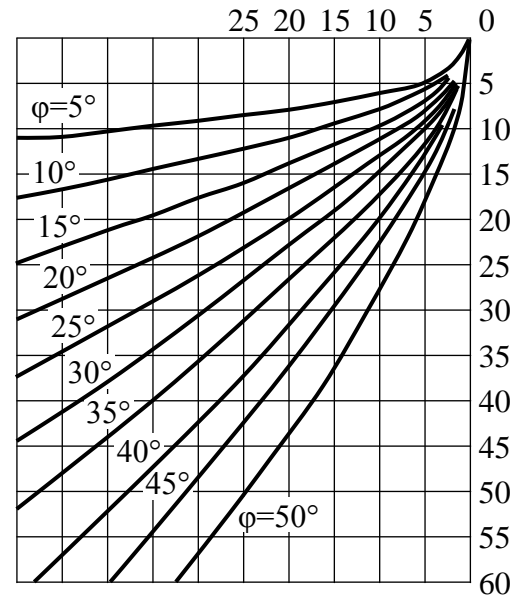


Рис. 3.8. До побудови рівностійких укосів

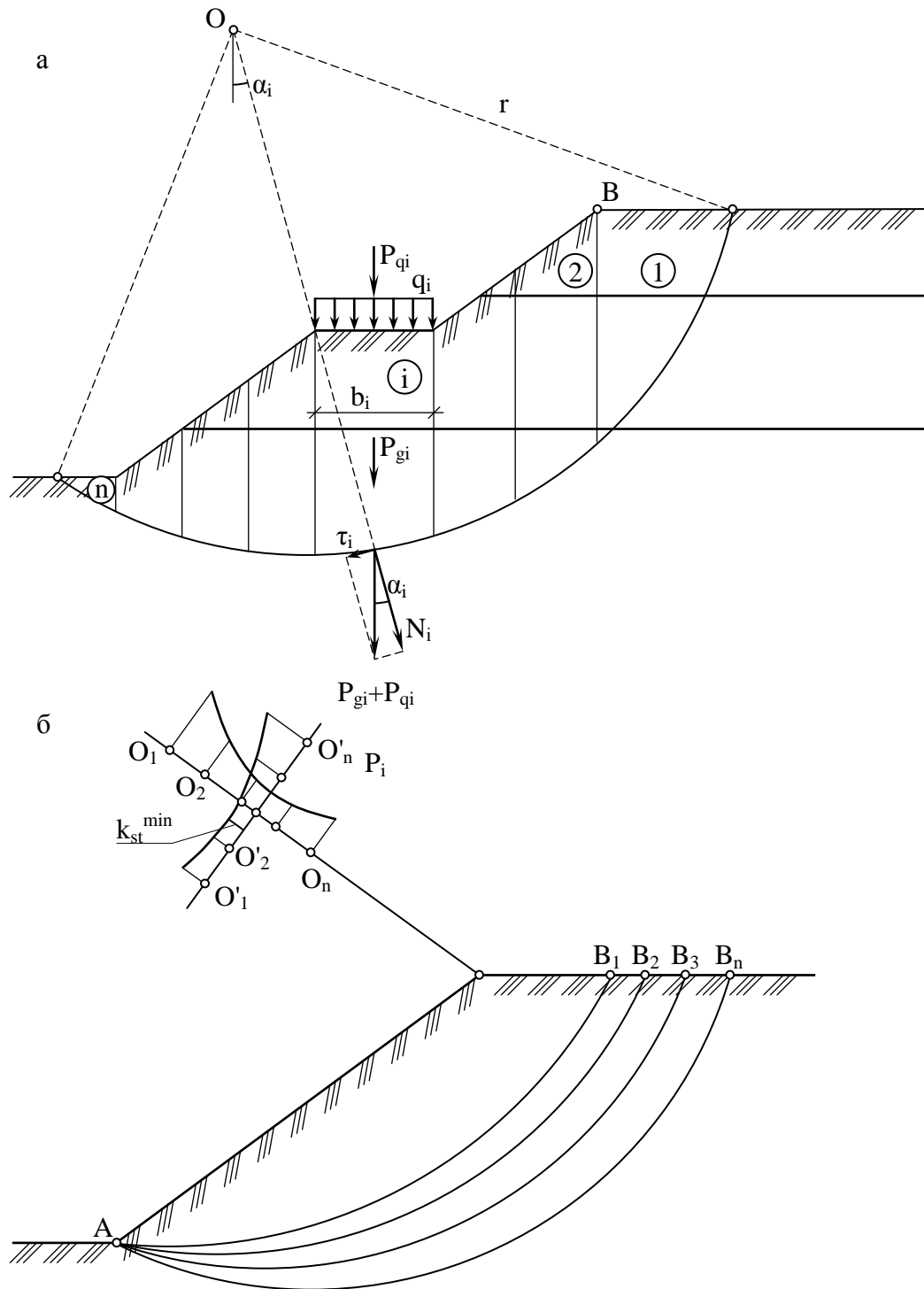


Рис. 3.9. До розрахунку стійкості укосу з використанням методу круглоциліндричної поверхні ковзання

Метод круглоциліндричної поверхні ковзання для розрахунку стійкості укосів і схилів був уперше запропонований К. Петерсоном у 1916 р. (іноді його називають методом шведського геотехнічного товариства). Надалі він отримав розвиток у роботах багатьох учених, і на сьогоднішній день вживають декілька його модифікацій, одна з яких розглядається нижче.

Передбачається, що втрата стійкості укосу чи схилу (рис. 3.9) може відбутися в результаті обертання відсіку ґрунтового масиву відносно деякого центра O .

Поверхня ковзання в цьому випадку має вигляд дуги окружності з радіусом r і центром у точці O . Масив, що зміщується, розглядається як єдиний недеформований відсік, усі точки якого беруть участь у загальному русі. Коефіцієнт стійкості розраховують за формулою

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}}, \quad (3.19)$$

де M_{st} і M_{sa} відповідно утримуючий і перекидаючий моменти, що діють на відсік, відносно центра обертання O .

Для визначення моментів, що входять у формулу (3.19), відсік ґрунтового масиву розбивають вертикальними лініями на окремі елементи. Характер розбивки призначається з урахуванням неоднорідності ґрунту і профілю схилу так, щоб у межах відрізка дуги ковзання основи кожного i -го елемента міцносні характеристики ґрунту були постійними. Обчислюють сили, що діють на кожний елемент відсіку, тобто вага ґрунту в об'ємі i -го елемента P_{gi} і прикладене до його поверхні зовнішнє навантаження P_{qi} . Суму сил $P_{qi} + P_{gi}$ переносять по лінії їхньої дії і прикладають до основи елемента (точніше, до центра його підосви). Потім цю суму розкладають на складові – нормальну до підосви i -го елемента $N_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos(\alpha_i)$ і рівнобіжну підосві i -го елемента $T_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin(\alpha_i)$ сили. Далі з використанням формули (3.1) визначають утримуючі i -й відсік сили $T'_i = (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \operatorname{tg}(\varphi_i) + c_i \ell_i$.

Момент зрушуючих відсік сил визначають за формулою

$$M_{sa} = r \cdot \sum_{i=1}^n T_i = r \cdot \sum_{i=1}^n (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin \alpha_i,$$

а момент утримуючих відсік сил – за формулою

$$M_{st} = r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i = r \cdot \sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \ell_i].$$

При цьому коефіцієнт стійкості укосу (схилу) визначають за формулою (3.19):

$$K_{st} = \frac{M_{st}}{M_{sa}} = \frac{r \cdot \sum_{i=1}^n T'_i}{r \cdot \sum_{i=1}^n T_i} = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{qi} + P_{gi}) \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \ell_i]}{\sum_{i=1}^n (P_{qi} + P_{gi}) \cdot \sin \alpha_i}, \quad (3.20)$$

де K_{st} – коефіцієнт стійкості; M_{st} і M_{sa} – відповідно утримуючий і зрушуючий моменти; $\sum_{i=1}^n T_i$ і $\sum_{i=1}^n T'_i$ – відповідно суми утримуючих і зрушуючих сил; r – радіус поверхні ковзання (тобто відстань від точки O до поверхні ковзання); $P_{qi} + P_{gi}$ – сума вертикальних сил – ваги i -го елемента P_{gi} і прикладеної до його поверхні рівнодіючої зовнішніх сил P_{qi} ; α_i – кут нахилу підосви i -го елемента до горизонту; $\ell_i = \frac{b_i}{\cos \alpha_i}$ – довжина підосви i -го елемента; b_i – ширина i -го елемента; c_i і φ_i – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя по пі-

дошві i -го елемента; n – кількість елементів, на які розбитий відсік.

При виконанні практичних розрахунків стійкості укосів і схилів за методом круглоциліндричної поверхні слід визначити положення центра обертання O і радіус r , які відповідають найбільш небезпечному випадку. Тому проводиться серія розрахунків при різних положеннях центрів обертання O та значеннях радіусу r . Найчастіше найбільш небезпечна поверхня ковзання проходить через нижню точку укосу чи схилу. Однак якщо в основі залягають слабкі ґрунти з відносно низькими значеннями міцносних характеристик, то ця умова може не виконуватися.

Тому при виконанні практичних розрахунків роблять так:

– задаються координатами центрів обертання O_1, O_2, \dots, O_n (звичайно ці центри розташовують на одній прямій) і визначають відповідні їм коефіцієнти стійкості $K_{st,1}, K_{st,2}, \dots, K_{st,n}$;

– для відповідних цим центрам обертання поверхням ковзання будують епюру значень цих коефіцієнтів (рис. 3.9, б);

– через точку, що відповідає мінімальному коефіцієнту стійкості $K_{st,i}=K_{st,min}$ проводять нормаль до прямої, на якій розташовані центри обертання O_1, O_2, \dots, O_n ;

– на цій нормалі задаються новими центрами обертання O'_1, O'_2, \dots, O'_n , визначають відповідні їм коефіцієнти стійкості $K'_{st,1}, K'_{st,2}, \dots, K'_{st,n}$ і знову оцінюють мінімальне значення коефіцієнта стійкості.

Цей процес слід повторювати доти, поки не буде знайдене найменше з усіх можливих значення коефіцієнта стійкості $K_{st,min}$. Укіс вважається стійким, якщо виконується умова

$$K_{st,min} \leq K_{st}^H, \quad (3.21)$$

де K_{st}^H – значення нормативного коефіцієнта стійкості.

Виконання зазначених розрахунків ”вручну“ дуже трудомістке, і тому їх виконують на ЕОМ.

Техніка розрахунку стійкості укосів і схилів з використанням методів ламаної і плоскої поверхонь ковзання ідентична викладеній вище. Однак у цьому випадку поверхня ковзання зазвичай відома (тому немає необхідності виконувати розрахунок методом послідовних наближень). Детальний виклад техніки розрахунків з використанням цих методів викладено в нормативній літературі.

На закінчення відзначимо, що методи круглоциліндричної, ламаної і плоскої поверхонь ковзання дозволяють урахувувати вплив на укоси і схили динамічних сил (вони виникають, наприклад, при землетрусах) і враховувати наявність у їхній товщі підземних вод (у цьому випадку враховують вплив на стійкість укосів і схилів гідродинамічних сил). Детальний виклад методик урахування перерахованих факторів на стійкість укосів і схилів викладено в довідковій літературі.

Для підвищення стійкості укосів і схилів звичайно використовують такі інженерні заходи:

- уположування або створення уступчастого профілю з утворенням горизонтальних площадок (берм);
- привантаження підошви в нижній частині укосу (схилу) чи влаштування підпірної стінки (цей метод ефективний при відносно невеликій висоті укосу);
- закріплення поверхні укосу дерном, вимощення каменем, укладання бетонних чи залізобетонних плит;
- регулювання гідрогеологічного режиму укосу чи схилу шляхом улаштування нагірних канав і відведенням води з берм (у такий спосіб здійснюється відведення поверхневих вод), а також – шляхом улаштування дренажних систем (у тому числі підземних) з відведенням вод у спеціальну зливову мережу;
- закріплення укосу з використанням забивних чи набивних паль, вертикальних шахт і горизонтальних штолень, заповнених бетоном (ці конструкції обов'язково заглиблюють у підстилаючі нерухомі частини масиву);
- застосування ґрунтових анкерів (звичайно в сполученні з підпірними стінками чи палювими утримуючими конструкціями).

Необхідно відзначити, що всі перераховані заходи є дуже дорогими і трудомісткими. Тому їх застосовують тільки при належному техніко-економічному обґрунтуванні і ретельному аналізі інженерно-геологічної і гідрогеологічної обстановки. Методи розрахунку і проектування утримуючих конструкцій і протизсувних заходів докладно розглянуті в спеціальній літературі.

3.4. ТИСК ҐРУНТІВ НА ОГОРОДЖУЮЧІ КОНСТРУКЦІЇ

До огороджуючих відносять конструкції, призначені для того, щоб утримувати від обвалення ґрунтовий масив, що знаходиться у взаємодії з ними. До них відносять підпірні стінки, шпунтові огородження, стіни підвалів і заглиблених частин будівель, стіни підземних споруд і т.п. Найбільш розповсюдженою огороджуючою конструкцією є підпірна стінка.

Основними видами розрахунку утримуючих конструкцій є їх розрахунок на перекидання, плоске і глибинне зрушення (усі ці види розрахунків виконують точно так, як і розрахунки фундаментів, див. розділ 3.1). У даному випадку проблемою є визначення навантажень на утримуючі конструкції з боку ґрунту і навпаки. Це питання і розглядають у даному розділі.

Розрізняють масивні (чи гравітаційні) і тонкостінні огороджуючі конструкції (рис. 3.10).

Стійкість масивних конструкцій забезпечують, в основному, за рахунок їхньої власної ваги, а тонкостінних – за рахунок їхньої власної ваги, взаємодії з навколишнім ґрунтовим масивом і защемленням їх у міцні шари ґрунтової основи.

За характером роботи огороджуючі конструкції підрозділяють на жорс-

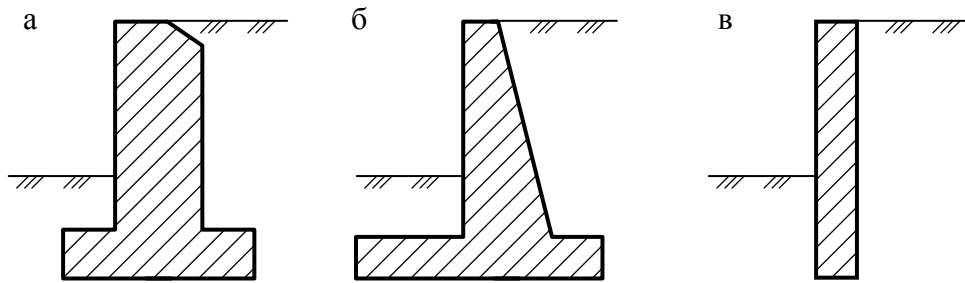


Рис. 3.10. Конструкції підірних стінок: а – масивної, б – тонкостінної, в – тонкостінної, закріпленої в міцному ґрунті

ткі і гнучкі.

Жорсткі конструкції при взаємодії з ґрунтом практично не деформуються, тому при визначенні сил їхньої взаємодії з ґрунтом деформації цих конструкцій не враховуються. Їх виконують з монолітного бетону, залізобетону, кам'яної кладки і т.д.

При розрахунку гнучких конструкцій необхідно враховувати їхні деформації. Ці конструкції звичайно виготовляють із залізобетонного, дерев'яного або металевго шпунта. Тому їх іноді називають шпунтовими.

Досвід будівництва показує, що характер взаємодії огорожуючих конструкцій із ґрунтом (отже, і виникаючі при цьому зусилля) істотно залежить від переміщень (навіть незначних) огорожуючих споруд (рис. 3.11).

У цьому зв'язку розрізняють три розрахункових схеми взаємодії огорожуючих конструкцій із ґрунтом:

- конструкція змістилася під впливом ґрунту;
- зміщення конструкції дорівнюють нулю;
- ґрунт зрушився у результаті тиску з боку огорожуючої конструкції.

У першому випадку тиск, що виникає в результаті взаємодії конструкції називають активним (σ_a), у другому – тиском спокою (σ_0), а в третьому – пасивним (σ_n).

За інших рівних умов завжди справедлива нерівність $\sigma_n > \sigma_0 > \sigma_a$.

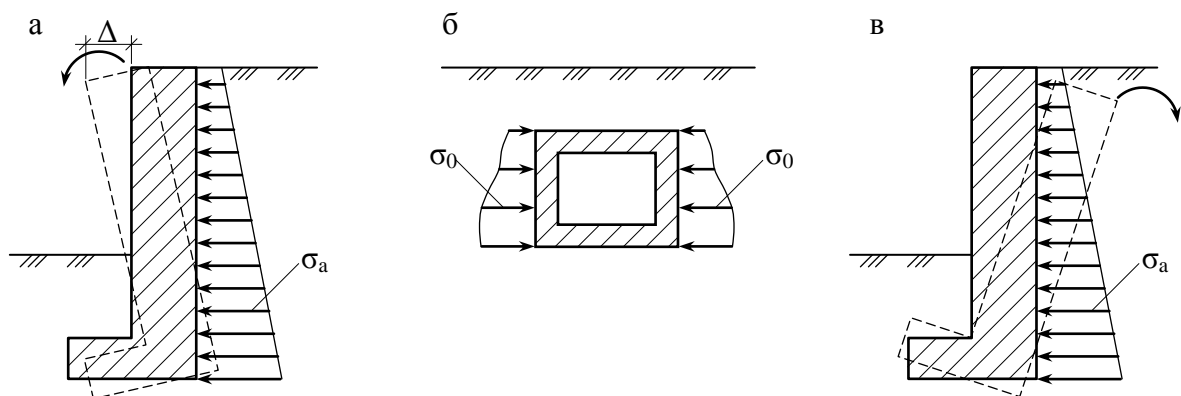


Рис. 3.11. Основні види переміщень огорожуючих конструкцій: а – конструкція отримала переміщення під дією ґрунту; б – переміщення конструкції нульові; в – ґрунту отримав переміщення в результаті тиску з боку огорожуючої конструкції. Стрілками показані переміщення конструкції; а, в – підірні стінки, б – заглиблена підземна споруда (розріз)

Далі зупинимося на інженерних методах визначення тиску на огорожуючі споруди. Припустимо, що вертикальна підпірна стінка має абсолютно гладку грань (тобто тертя між ґрунтом і стінкою відсутнє), поверхня ґрунту – горизонтальна, а також відомі властивості ґрунту c_l , φ_l і γ_l (надалі для зручності викладу індекс "l" буде опущений). Звичайно розрахунок виконують в умовах плоскої задачі (див. розділ 3.2).

При визначенні активного тиску (рис. 3.12) використовуємо рівність (3.2). У даному випадку відомою є головна напруга $\sigma_1=(q+\gamma \cdot z)$ і невідомою – головна напруга $\sigma_3=\sigma_a$. Вирішимо (3.2) щодо напруги σ_3 . Маємо

$$\sigma_3 = \sigma_a = \frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \cdot \sigma_1 - 2 \cdot c \cdot \frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)}. \quad \text{З урахуванням рівностей}$$

$\frac{1 - \sin(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \left[\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} \right]^2$, $\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{4}\right)$ та $\sigma_1=(q+\gamma \cdot z)$ прийдемо до відомої формули для визначення пасивного тиску на огорожуючі конструкції

$$\sigma_a = (q + \gamma \cdot z) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right), \quad (3.22)$$

де σ_a – активний тиск ґрунту на глибині z ; q – прикладене до денної поверхні розподілене навантаження; γ , c і φ – відповідно питома вага ґрунту, його питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя.

Прийнявши в (3.22) $c=0$, отримаємо формулу для визначення активного тиску для ідеально – сипучого ґрунту (піску).

Нарешті, прийнявши в (3.22) $\varphi=0$, отримаємо формулу для визначення активного тиску для ідеально зв'язного ґрунту (мулу).

Проаналізуємо рівність (3.22). Знайдемо точку, до якої еюра активного тиску $\sigma_a(z)$ приймає негативні значення. Маємо

$$\sigma_a = (q + \gamma \cdot z) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)^2 - 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,$$

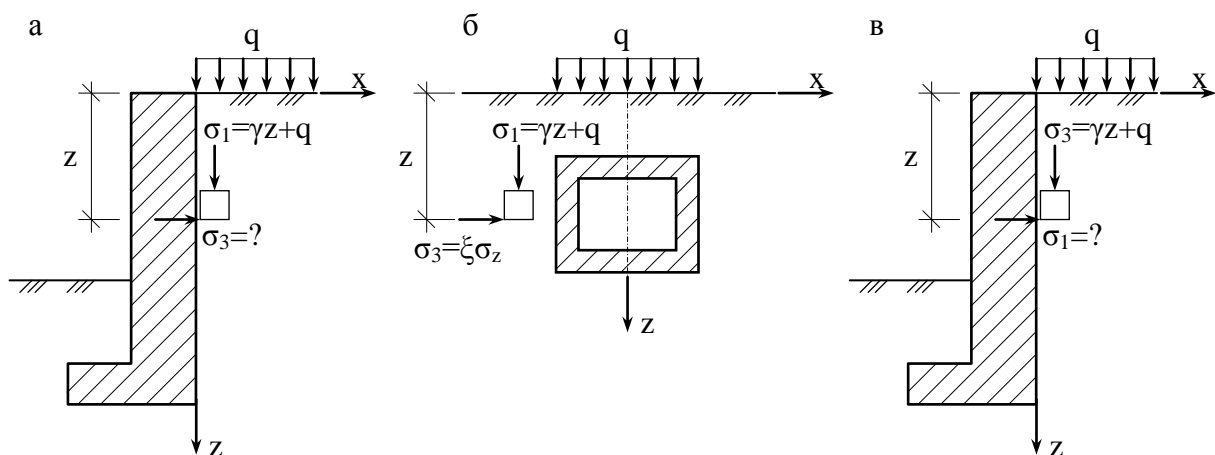


Рис. 3.12. До визначення активного тиску (а), тиску спокою (б) та пасивного тиску (в) на огорожуючі конструкції: а, в – підпірні стінки, б – заглиблена підземна споруда (розріз)

$$\text{звідки } z = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} - \frac{q}{\gamma} = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}.$$

Отриманий вираз відповідає значенню критичної висоти вертикального укусу (див. 3.16). З фізичної точки зору остання рівність свідчить про те, що до

глибини $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} > 0$ активний тиск ґрунту на огорожуючу конс-

трукцію буде дорівнювати нулю, оскільки до цієї глибини стійкість укусу забезпечена за рахунок міцносних властивостей ґрунту. Таким чином, у даному випадку активний тиск буде дорівнює нулю до глибини $z = h_{кр}$. Якщо виконується

умова $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} \leq 0$, то активний тиск слід враховувати починаючи

від верху засипання.

При визначенні пасивного тиску також використовуємо формулу (3.2). У даному випадку невідомою є головна напруга σ_1 , а відомою – головна напруга $\sigma_3 = (q + \gamma \cdot z)$ (див. рис. 3.12). Маємо

$$\sigma_1 = \sigma_n = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot \sigma_3 + 2 \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}.$$

З урахуванням рівностей $\frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = \left[\frac{\cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} \right]^2$,

$\frac{\cos(\varphi)}{1 + \sin(\varphi)} = \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{4}\right)$ і $\sigma_3 = (q + \gamma \cdot z)$ ми прийдемо до відомої формули для визначення пасивного тиску на огорожуючі конструкції:

$$\sigma_n = (q + \gamma \cdot z) \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)^2 + 2 \cdot c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right), \quad (3.23)$$

де σ_3 – пасивний тиск ґрунту на глибині z .

Приймаючи в (3.23) $q=0$, отримаємо формулу для визначення пасивного тиску при вільній від навантаження поверхні засипання.

Прийнявши в (3.23) $c=0$, отримаємо формулу для визначення пасивного тиску для ідеально сипучого ґрунту (піску).

Нарешті, прийнявши в (3.23) $\varphi=0$, ми прийдемо до формули для визначення пасивного тиску для ідеально зв'язного ґрунту засипання.

При визначенні тиску спокою передбачають, що переміщення утримуючої конструкції дорівнюють нулю. В зв'язку з цим ґрунтова основа знаходиться в умовах компресійного стиснення, а нормальні напруги в точці на глибині z розраховують за формулою (див. рис. 3.12)

$$\sigma_0 = \xi \cdot \sigma_z = \frac{\nu}{1 - \nu} \cdot (\gamma \cdot z + q). \quad (3.24)$$

При цьому всі дотичні напруги дорівнюють нулю. Тут σ_0 – тиск спокою на огорожуючу конструкцію, $\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}$ – коефіцієнт бічного тиску ґру-

нту (відпору), ν – коефіцієнт Пуассона основи.

При виконанні практичних розрахунків важливо знати результуючу силу активного, пасивного тисків і тиску спокою на огорожуючу конструкцію, точку її прикладення і діючий на конструкцію перекидний момент. Для цього використовують формули:

$$\begin{aligned}
 E_a &= \int_0^h \sigma_a \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2)^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2); \\
 E_n &= \int_0^h \sigma_n \cdot dz = \left[\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2)^2 + 2 \cdot c \cdot h \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2); \\
 E_0 &= \int_0^h \sigma_0 \cdot dz = \frac{\nu}{1-\nu} \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 + q \cdot h \right); \\
 M_a &= \int_0^h z \cdot \sigma_a \cdot dz = \left[\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + \frac{q}{2} h^2 \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2)^2 - c \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi / 2); \\
 M_n &= \int_0^h z \cdot \sigma_n \cdot dz = \left[\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + \frac{q}{2} h^2 \right] \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2)^2 + c \cdot h^2 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi / 2); \\
 M_0 &= \int_0^h z \cdot \sigma_0 \cdot dz = \frac{\nu}{1-\nu} \left(\frac{1}{3} \cdot \gamma \cdot h^3 + q \cdot h^2 \right); \\
 h_a &= \frac{M_a}{E_a}; \quad h_n = \frac{M_n}{E_n}; \quad h_0 = \frac{M_0}{E_0}, \tag{3.25}
 \end{aligned}$$

де E_a , E_n і E_0 – результуючі сили відповідно активного, пасивного тисків і тиску спокою; M_a , M_n і M_0 – перекидні моменти, які діють на огорожуючу конструкцію і обумовлені відповідно активним, пасивним тиском і тиском спокою; h_a , h_n і h_0 – координати додатка результуючих сил E_a , E_n і E_0 ; $h_{кр}$ – висота критичного укусу, розрахована за формулою (3.12).

При визначенні результуючих зусиль для тиску спокою й активного тиску слід враховувати, що у формулах (3.25) перекидні моменти розраховані відносно центра обертання, розташованого в точці O , а точки прикладення результуючих сил E_n і E_0 знаходяться відповідно на відстані h_n і h_0 від верху засипання.

Сказане повною мірою відноситься до результуючих зусиль і розташування точки прикладення результуючої сили активного тиску E_a за виконання умови $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} \leq 0$.

Якщо ця умова не виконується (тобто $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma} > 0$), то за нульову слід приймати точку з абсцисою $z = \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}$, а координату прикладення сили E_a приймати рівною $h_a = \frac{M_a}{E_a} + \frac{2 \cdot c \cdot \cos \varphi}{\gamma [1 - \sin \varphi]} - \frac{q}{\gamma}$ від верха

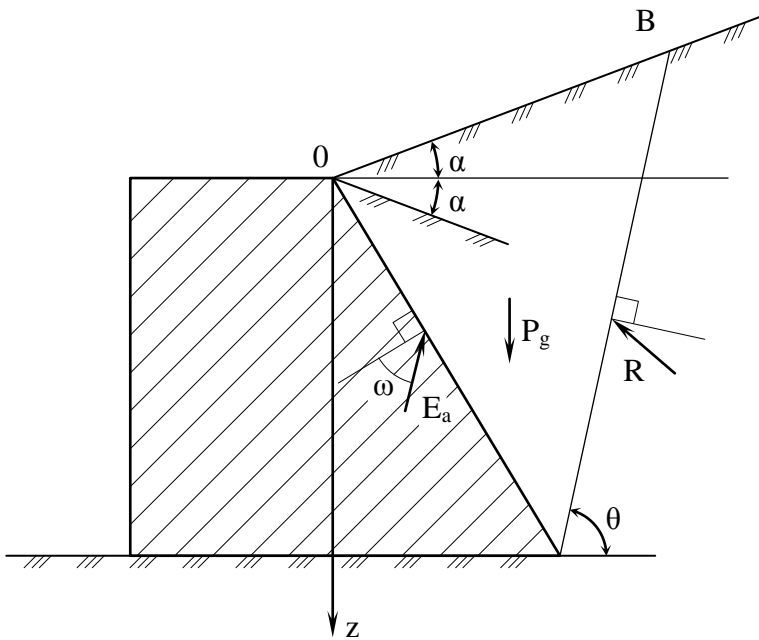


Рис. 3.13. До визначення тиску на підпірну стінку при врахуванні нахилу та шорсткості її грані, а також нахилу поверхні засипання

використовувати точні рішення). Слід також пам'ятати, що для того, щоб активний тиск проявився в повній мірі, переміщення споруди повинне бути досить великим.

Урахування нахилу, шорсткості задньої грані стінки і нахилу поверхні засипання. Це досить загальний випадок розрахунку огорожуючих конструкцій. Розглянемо рівновагу призми OAB (рис. 3.13) припустивши, що ґрунт засипання знаходиться в граничному стані. Призма знаходиться у рівновазі, якщо діючі на неї сили – її вага P_g , реактивний відпір з боку огорожуючої конструкції E_a та відпір з боку масиву ґрунту, що примикає до неї, взаємно компенсуються (тобто якщо сума векторів діючих на призму сил дорівнює нулю). Розрахунок виконують за таким алгоритмом.

1. Задаються кутом нахилу ω між рівнодіючою реактивного тиску на ґрунт із боку підпірної стінки R_a і нормаллю до її задньої грані (мал. 3.13). Його приймають рівним:

- куту внутрішнього тертя φ при дуже шорсткій поверхні стінки;
- нулю – при засипанні з водонасиченого дрібного і пилюватого піску, при наявності динамічного навантаження на основу;
- $0,54 \cdot \varphi$ у всіх інших випадках.

2. За формулою

$$E_a = \frac{\gamma \cdot h^2}{2 \cdot (1 + \sqrt{z})^2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2(\varepsilon) \cdot \cos(\varepsilon + \omega)} \quad (3.26)$$

визначають тиск на підпірну стінку. Тут $z = \frac{\sin(\varphi + \omega) \cdot \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \omega) \cdot \cos(\varepsilon - \alpha)}$; h – висота підпірної стінки; γ – питома вага ґрунту засипання; ε – кут нахилу задньої грані

засипання.

Досвід проектування показує, що розрахунок активно-го тиску і тиску спокою з використанням наближених формул (3.22) і (3.24) дозволяє отримати дані, досить близькі результатам, отриманим з використанням точних методів (3.4). При цьому наближена формула для визначення пасивного тиску (3.23) дає завищені результати (вважається, що при куті внутрішнього тертя $0 \leq \varphi \leq 10^\circ$ пасивний тиск можна розраховувати з використанням наближеної формули (3.23), а при великих значення кута внутрішнього тертя слід

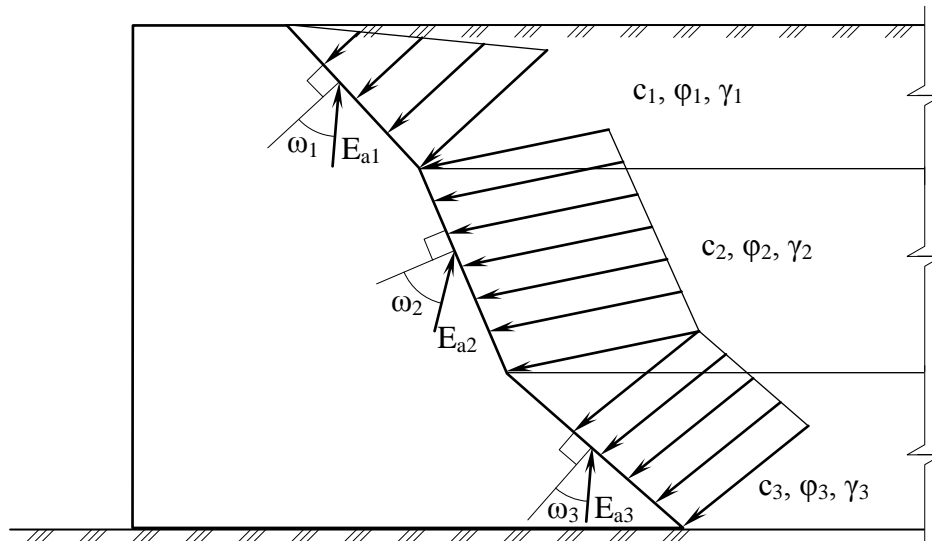


Рис. 3.14. До визначення активного тиску у випадку ламаної форми задньої грані стінки та неоднорідного ґрунту засипання

стінки до вертикалі; α – кут нахилу поверхні засипання до горизонту (приймають або позитивним, або негативним, див. рис. 3.13); ω – кут нахилу між рівнодіючою реактивного тиску на ґрунт із боку підпірної стінки R_a і нормаллю до її задньої грані (див. п.1 даного алгоритму).

Формула (3.26) не може бути застосована для крутих укосів ($\alpha > \varphi$), що самі по собі нестійкі, а також для підпірних стінок з дуже пологою задньою гранню (при $\varepsilon \geq 65^\circ$).

Визначення активного тиску при ламаній формі задньої грані стінки і неоднорідних ґрунтах засипання виконують за викладеною вище методикою "зверху вниз" (рис. 3.14). При цьому стінка і ґрунти засипання розділяються горизонтальними лініями на окремі шари, у межах кожного з яких кут нахилу стінки і фізико-механічні характеристики постійні. Нижче рівня підземних вод значення питомої ваги ґрунту приймають з урахуванням виважуючої дії води.

Побудова епюри активного тиску виконують, починаючи з верхньої ділянки стінки, причому для кожної ділянки використовують формулу (3.26).

Вплив верхніх ґрунтів засипання при визначенні активного тиску в межах кожної ділянки, розташованої нижче, враховують як рівномірно розподілене навантаження q .

Визначення активного і пасивного тиску методами теорії граничної рівноваги. Ці рішення отримані В. В. Соколовським шляхом чисельного інтегрування диференціальних рівнянь теорії граничної рівноваги (3.4) для випадку горизонтальної поверхні засипання однорідним сипучим ґрунтом. При цьому враховують кут нахилу і шорсткість задньої грані стінки.

Ординати епюри активного тиску обчислюють за методикою, аналогічною до викладеної у розділі 3.2 (формула (3.13)). З цією метою для визначення активного тиску використовують формулу

$$\sigma_a = \bar{q}_0 \cdot (\gamma \cdot z + q), \quad (3.27)$$

а для визначення пасивного тиску – формулу

$$\sigma_n = \bar{q}'_0 \cdot (\gamma \cdot z + q), \quad (3.28)$$

де q – інтенсивність навантаження на поверхні засипання; \bar{q}_0 і \bar{q}'_0 – табличні безрозмірні коефіцієнти, які визначають залежно від значень кута внутрішнього тертя ґрунту φ , кута нахилу грані стінки до вертикалі ε і кута тертя на контакті ґрунту зі стінкою ω .

У більш складних випадках застосовують й інші методи, зокрема графічний метод К. Кульмана, що дозволяє вирішувати задачу при довільному обрисі поверхні ґрунту засипання і будь-яких схемах завантаження.

Література

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
2. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
3. Далматов Б.И. Механика грунтов / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов. – М.: АСВ, 2000. – 204 с.
4. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.

4. РОЗРАХУНОК І ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

4.1. ПРИНЦИПИ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ЗА ГРАНИЧНИМИ СТАНАМИ

Фундаментом називається підземна частина споруди, яка сприймає навантаження від наземної частини та передає його основі. Під поняттям *основи* мається на увазі товща ґрунтів, яка сприймає навантаження від фундаменту і розподіляє його в своєму обмеженому об'ємі.

Якщо основою служать ґрунти природного складу, то вони називаються *природними основами*. Ґрунти, властивості яких поліпшені тим чи іншим способом, називаються *штучними основами*. Штучні основи займають проміжне положення між фундаментами і природними основами.

Основні геометричні параметри фундаментів: d – глибина закладання, тобто відстань від підшви фундаменту до поверхні планування; b – ширина підшви фундаменту.

Фундаменти і штучні основи класифікують за різними ознаками: глибиною закладання; жорсткістю тіла фундаменту; видом застосованих матеріалів; формою в плані; технологічними особливостями виготовлення; принципом виготовлення (фундаменти та штучні основи, які споруджують з вийманням ґрунту; фундаменти і штучні основи, які виготовляють без виймання ґрунту; штучні основи, які виготовляють за допомогою фізико-хімічних процесів) та ін.

Визначальними в спільній роботі системи ”основа – споруда“ є властивості ґрунту, що оточує фундамент. При передачі навантаження на основу, складену одним чи кількома дисперсними ґрунтами, виникають її *деформації* і, як наслідок, *осідання* фундаменту. Осідання можуть досягати значних величин, неоднакових у межах споруди. Нерівномірність осідання може викликати напруження, не передбачені розрахунком, і руйнування конструкцій споруди. У певних умовах, а саме в скельних нестисливих ґрунтах чи, навпаки, в слабких водонасичених ґрунтах, через уповільнений процес ущільнення під навантаженням може статися повна втрата стійкості у вигляді випирання (зрушення) ґрунту з-під фундаменту. При цьому виникнуть провальні деформації, які призведуть до руйнування споруди.

Практика показує, що для більшості основ фундаментів *граничний стан настає або за деформацією, або за стійкістю (міцністю)*. У зв'язку з цим проектування основ ведуть у загальному випадку за двома групами граничних станів:

перша група – за стійкістю розраховують основи фундаментів: споруджуваних без або з частковим вийманням ґрунту; що виготовляють у відкритих котлованах з основами, складеними слабкими водонасиченими ґрунтами; що сприймають значні горизонтальні навантаження; обмежених укосами.

друга група – за деформаціями розраховують усі основи, складені нескельними ґрунтами;

За жорсткістю і характером деформації споруди розподіляють на групи:

абсолютно гнучкі, які деформуються разом з основою й при нерівномірних деформаціях у них не виникають додаткові зусилля (до них можна віднести земляні насипи);

абсолютно жорсткі, які при нерівномірних деформаціях нахилиються без вигину конструкції, і зусилля, що при цьому виникають, не завдають шкоди конструкціям через значний запас міцності на вигин; під подошвою фундаменту таких споруд відбувається перерозподіл напруження в ґрунті, що зменшує нерівномірність деформацій (прикладі таких споруд – димові труби, башти та ін.);

споруди кінцевої жорсткості вигинаються при нерівномірних деформаціях й одночасно виникає перерозподіл напружень у ґрунті, додаткові зусилля в конструкціях зумовлюють появу тріщин (до цієї групи належить більшість будов і споруд).

Виділяють жорсткі фундаменти та фундаменти кінцевої жорсткості. Для *жорсткого фундаменту* звичайно приймають прямолінійну епюру контактних напруг. Переміщення фундаменту визначають як для жорсткого тіла. Власними деформаціями й прогинами конструкцій фундаменту нехтують. Жорсткими вважають стовпчасті фундаменти під колони, плитні фундаменти під устаткування тощо.

Для *фундаменту кінцевої жорсткості* форма епюри контактних напруг залежить від жорсткості фундаментних конструкцій і податливості основи. Переміщення фундаменту визначають як для системи, що деформується, в кожному її розрахунковому вузлі. Фундаментами кінцевої жорсткості є стрічкові й плитні фундаменти та ін. Для класифікації стрічкового фундаменту обчислюють показник жорсткості системи ”балка – основа“

$$m = \sqrt[4]{\frac{C}{4EI}} \quad (4.1)$$

і приведену довжину

$$\lambda = Lm, \quad (4.2)$$

де C – погонний коефіцієнт жорсткості основи (кН/м^2); EI – жорсткість балки на згин (кН/м^2); L – довжина стрічкового фундаменту (балки).

Залежно від чисельного значення приведеної довжини балки поділяються на три категорії: балки жорсткі, якщо $\lambda < 1$; балки короткі, якщо $1 < \lambda < 6$; балки довгі, якщо $\lambda > 6$. Балки жорсткі з достатнім ступенем обґрунтованості можна віднести до жорстких фундаментів. Балки короткі й довгі належать до фундаментів кінцевої жорсткості.

Стрічковий фундамент є просторовою конструкцією, що складається з балки (ребра) і плити, що передає навантаження на основу. При цьому часто балку розглядають як фундамент кінцевої жорсткості, а плиту в поперечному перерізі стрічкового фундаменту як жорсткий фундамент. Для фундаменту кінцевої жорсткості не можливо приймати епюри контактних напруг прямолінійними, тому що внаслідок вигину фундаменту тиск на ґрунт збільшується в місцях передачі зосереджених сил і зменшується в проміжках між цими силами. Наприклад, по довжині балки, навантаженої зосередженими силами від колони,

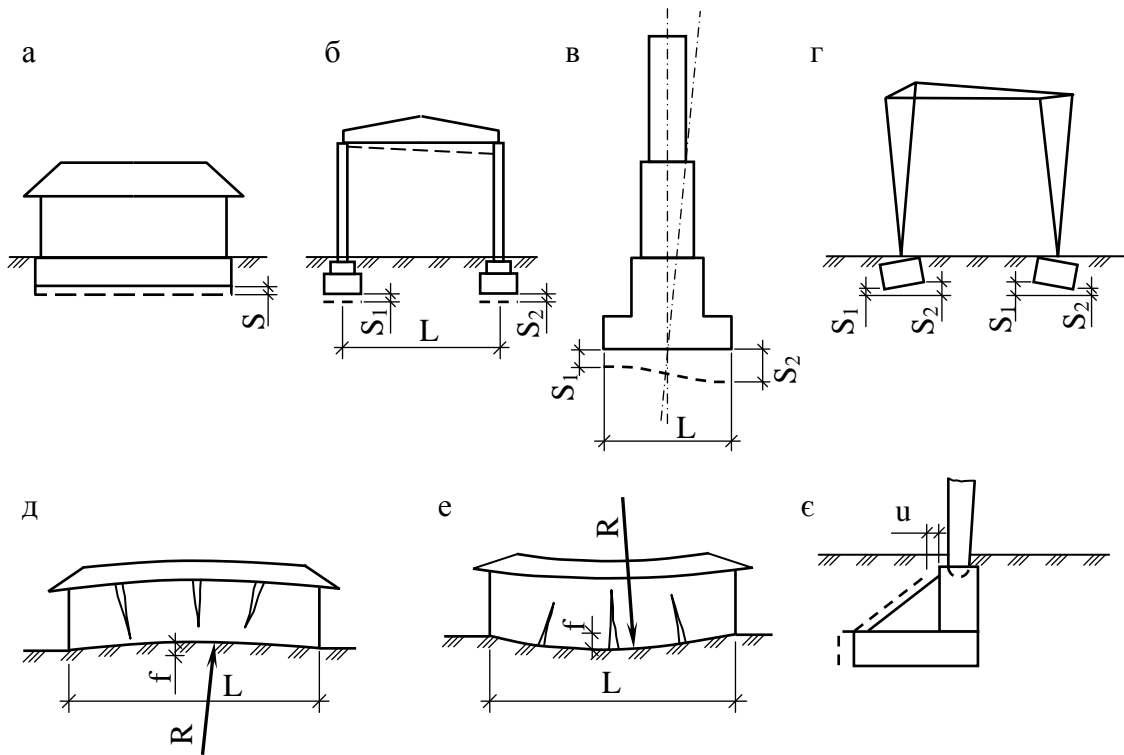


Рис. 4.1. Схема деформування системи “основа – споруда”:
 а – абсолютне осідання; б – нерівномірність осідання; в – крен: z – закручування;
 д – вигин; е – прогин; є – горизонтальна деформація

грунт стискується більше там, де діють зосереджені сили, створюючи тим самим посилену підтримку балки в тих частинах, де осідання найбільше. Тому при проектуванні фундаментів кінцевої жорсткості повинна бути врахована взаємодія фундаментної конструкції і стисливої основи. Розрахунок таких фундаментів потрібно робити як конструкцій на основі, що деформується.

Сумісна деформація основи та споруди характеризується такими величинами: абсолютним S і середнім \bar{S} осіданням основ (\bar{S} обчислюють як середнє вертикальне переміщення фундаменту (рис. 4.1, а)); відносна нерівномірність осідання двох фундаментів $(S_2 - S_1)/L$ (рис. 4.1, б); нахил жорсткої споруди – різниця осідання крайніх точок фундаменту, віднесена до його довжини $i = (S_2 - S_1)/L$ (рис. 4.1, в); відносний прогин або вигин f/L – відношення стріли прогину чи вигину до довжини частини споруди, що згинається (рис. 4.1, д, е); кривизна частини споруди, що згинається, $\rho = 1/R$ – величина, обернена радіусу викривлення; відносний кут закручування споруди θ , що характеризує її просторову роботу в цілому (рис. 4.1, з); горизонтальне переміщення фундаменту від дії горизонтальних навантажень u (рис. 4.1, є).

Узагалі осідання кожної споруди може розглядатись як сума кількох складових частин: осідання ущільнення, що виникає в результаті зменшення пористості ґрунтів під навантаженням; осідання, пов’язане із зменшенням щільності основи в результаті знімання верхніх шарів ґрунту; помилок при будівельних роботах; осідання розструктурювання, що розвивається при прояві особливих властивостей структурно-нестійких ґрунтів; осідання за рахунок деформацій повзучості скелета ґрунту; осідання, що виникає за рахунок видавлю-

вання ґрунту з-під подошви фундаменту.

За винятком осідання, пов'язаного з помилками при проведенні будівельних робіт, перелічені осідання можна визначити за допомогою теоретично обґрунтованих методів розрахунку. Так, осідання ущільнення визначають на основі положень теорії пружності для ґрунту як лінійно деформівного напівпростору; осідання розструктурювання – методами оцінки структурно-нестійких ґрунтів; осідання за рахунок повзучості скелета – з використанням однієї з теорій повзучості; осідання за рахунок видавлювання ґрунту – на основі теорії пластичності ґрунтів. На практиці для конкретних ґрунтових умов і схем завантаження виділяють одну чи дві складові осідань.

Кожний практичний метод розрахунку деформації основи, що базується на тій чи іншій теорії, виконують на підставі тих чи інших припущень (граничних умов), прийнятих при моделюванні. Таким чином, щоб обчислити осідання, необхідно спочатку переконатися в додержанні прийнятих припущень. Для визначення осідання ущільнення необхідно, щоб середній тиск під подошвою фундаменту не перевищував розрахункового опору ґрунту $p \leq R$. При цьому основа деформується за законами лінійно деформованого напівпростору. За розрахунковий опір основи прийнято величину нормального тиску на ґрунт, при якому розвиток зон зсувів у глибину нижче від подошви фундаменту допускається до $0,25b$, де b – ширина подошви фундаменту. У діючих будівельних нормах розрахунковий опір основи визначають за формулою

$$R = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{k} \left[M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (4.3)$$

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що враховують відповідно вид і стан ґрунтів основи та жорсткість конструктивної схеми будови (ними частково враховують сумісну роботу основи й споруди); k – коефіцієнт, що враховує міру достовірності визначення характеристик ґрунту основи; k_z – коефіцієнт, що враховує особливості сумісної роботи широкого фундаменту з основою; b – ширина подошви фундаменту; γ'_{II} і γ_{II} – усереднені значення питомої ваги ґрунтів вище і нижче від подошви фундаменту; d_1 – глибина закладання фундаменту; d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу; M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту φ_{II} і форми фундаменту в плані; c_{II} – питоме зчеплення несучого шару ґрунту.

Умова розрахунку основи за деформаціями

$$S \leq S_u, \quad (4.4)$$

де S – розрахункове значення деформації, яка характеризує спільну роботу основи і споруди; S_u – гранично допустима деформація для споруди, котру розглядають.

Умова розрахунку основи за першим граничним станом, за стійкістю

$$N_I \leq \gamma_c F_u / \gamma_n, \quad (4.5)$$

де N_I – розрахункове навантаження на основу, визначене відповідно до діючих норм; F_u – сила граничного опору основи; γ_c – коефіцієнт умов роботи, що

враховує вид ґрунту і його стан; γ_n – коефіцієнт надійності споруди за призначенням (згідно з діючими нормами приймають залежно від класу споруди).

Розрахунок основ за другим граничним станом проводять на основне поєднання навантажень, за першим – на основне поєднання за наявності особливих навантажень і впливів – на основне і особливе поєднання. У розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від складування матеріалів і обладнання, розміщених поблизу фундаментів.

Схема взаємодії фундаменту, спорудженого в попередньо відкопаному котловані, з оточуючим ґрунтом наведена на рис. 4.2. Зважаючи на те, що закладання фундаменту в ґрунт здійснюється із зворотним засипанням, якість якого в ряді випадків забезпечити досить важко, взаємодію фундаменту з ґрунтом вище від подошви в розрахунках звичайно не враховують. При експлуатаційному навантаженні такий фундамент за подошвою передає напруження на так звану стислу товщу основи H_c . Вважають, що в межах цієї товщі в ґрунті під фундаментом проявляються додаткові напруження, які зумовлюють деформації. Нижче від межі стислої товщі стисливість ґрунту практично не впливає на деформації фундаменту.

Умови розрахунку такого фундаменту за граничним станом будуть: за стійкістю – перевірка умов (4.5), причому F_i та F_u – відповідно розрахункова сила і сила граничного опору за міцністю слабого водонасиченого ґрунту, або горизонтальні розрахункова й гранична сили опору зрушення фундаменту в горизонтальній площині; за деформаціями – перевірка умов (4.4) при обов'язковому додержанні попередніх умов розрахунку;

$$p \leq R; \sigma_{max} \leq 1,2R; \sigma_{min} > 0, \quad (4.6)$$

де σ_{max} , σ_{min} – найбільші та найменші крайні контактні напруження по подошві фундаменту.

4.2. ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

До якості проектування й улаштування основ та фундаментів будівель і споруд ставляться великі вимоги. Помилки, допущені при проектуванні і будівництві фундаментів, виявляють, головним чином, через роки після завершення

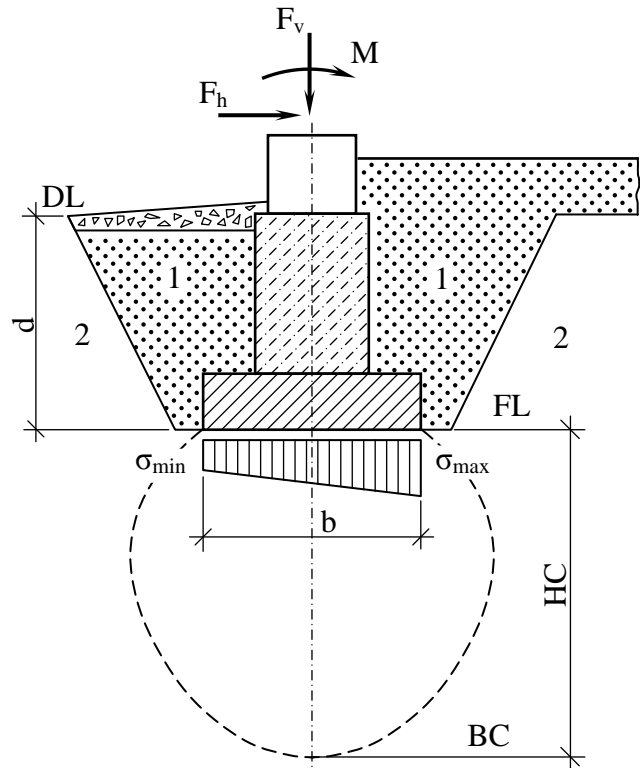


Рис. 4.2. Схема взаємодії фундаменту, який споруджується у відкритому котловані, з навколишнім ґрунтом:

1 – зворотне засипання пазах фундаменту;
2 – ґрунт непорушеної структури

будівництва, й усунення їх наслідків пов'язане з великими труднощами та затратами коштів. Найчастіше ці помилки призводять до нерівномірних і недопустимо великих деформацій основ, що супроводжуються порушенням міцності та стійкості надфундаментних конструкцій. Основні технічні вимоги до проектування й виготовлення основ та фундаментів викладені в будівельних нормах (ДБН) і виданих на їх основі посібниках та інструкціях.

З метою підвищення ефективності спорудження фундаментів розв'язують такі завдання, як підвищення якості інженерно-геологічних розвідувань на будівельних майданчиках і точності оцінювання фізико-механічних характеристик ґрунтів; удосконалення методів розрахунку й проектування основ і фундаментів; розроблення і впровадження прогресивних конструкцій фундаментів; розширення галузі застосування сучасних методів штучного поліпшення властивостей основ; удосконалення методів улаштування фундаментів у різних інженерно-геологічних умовах; впровадження сучасної будівельної техніки.

Для проектування основ і фундаментів необхідно мати основні вихідні дані, які можна об'єднати в чотири групи:

1. *Характеристика будівельного майданчика* (рельєф майданчика за даними геодезичної зйомки; дані про нашарування ґрунтів, рівень підземних вод і його коливання, фізико-механічні характеристики ґрунтів; відомості про дію інженерно-геологічних процесів; прогноз зміни геологічних та гідравлічних умов у процесі й у результаті будівництва; кліматичні і метеорологічні дані).

Рельєф майданчика наносять у горизонталях на основі результатів геодезичної зйомки. При цьому на плані вказують контури споруд, що проектують, місця гірських виробок і точки проведення польових дослідних робіт, червоні лінії, проїзди та всі комунікації з глибиною їх закладання. Найважливішими документами для проектування є інженерно-геологічні й гідрогеологічні матеріали. Вони повинні давати чітке уявлення про нашарування ґрунтів, їх склад, структуру і фізико-механічні характеристики, положення рівня підземних вод, його сезонні коливання, ступінь їх агресивності щодо матеріалу всіх підземних споруд. Подають ці дані у вигляді інженерно-геологічних колонок шурфів та свердловин, геолого-літологічних розрізів із висотною прив'язкою, таблиць і графіків. Окреме місце в матеріалах інженерно-геологічних пошуків повинні займати відомості про так звані особливі ґрунти й складні інженерно-геологічні явища. На основі цих даних повинно бути однозначно розв'язане питання про забезпечення нормальних умов експлуатації споруди.

Залежно від ступеня агресивності ґрунтових вод щодо матеріалу фундаментів і підземних комунікацій передбачають заходи для захисту цих конструкцій від корозії. Сезонне промерзання ґрунтів необхідно знати при визначенні глибини закладання фундаментів, особливо у випадках, коли можливе здимання ґрунтів. Із точки зору розвитку здимання небезпечними будуть пилуваті піски, супіски та суглинки при підтіканні води з шарів, що лежать нижче від шару, що промерзає. Глини і дрібні піски піддаються здиманню дещо менше. У результаті аналізу характеристики будівельного майданчика встановлюють: вид основи, конструкцію фундаменту та її матеріали, способи виконання робіт, захисні заходи проти впливу підземних вод. При визначенні перелічених факто-

рів урахують можливі зміни природних умов майданчика, які виникнуть у процесі й у результаті будівництва.

2. *Характеристика об'єктів, що проектують* (робочі креслення підземної частини будов та технологічного обладнання, навантаження, чутливість будівель і споруд до деформації основ; місцеві особливості: наявність сусідніх будівель, комунікацій тощо; особливості експлуатації раніше зведених споруд поблизу будівельного майданчика).

Для проектування фундаментів необхідно знати цільове призначення будівлі, експлуатаційні вимоги, геометричні розміри, кількість поверхів, форму на плані, глибину підвальних приміщень, особливості несучих конструкцій, тобто необхідно мати креслення надземної частини будівлі, які дають можливість провести збирання навантажень, що передаються від будівлі (розміщення несучих конструкцій стін, колон, балок та плит перекриття). Необхідно мати також дані про чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань, які залежать від їх жорсткості.

3. *Характеристика матеріалів для будівництва фундаментів і штучних основ* (перелік матеріалів, які можна застосовувати в конкретних умовах; відстань транспортування; вартість матеріалів).

Основними матеріалами, які застосовують для будівництва фундаментів, є бутовий камінь, бутобетон, бетон, залізобетон та цемент. *Бутову кладку* використовують для фундаментів малого об'єму за наявності місцевого каменю. Головним недоліком бутової кладки є неможливість застосування індустріальних методів виконання робіт. *Бутобетонні й бетонні* фундаменти доцільно використовувати у випадках виконання робіт при позитивних і незначних негативних температурах повітря, мінімальних площах опалубки. *Бетон* використовують для зведення монолітних та збірних жорстких фундаментів. *Залізобетон* є найбільш досконалим матеріалом для фундаментів, він добре працює на вигин, його застосовують для зведення гнучких фундаментів. Застосування бетону і залізобетону допускає влаштування фундаментів із готових елементів заводського виготовлення з наступним їх монтажем на будівельному майданчику. Використання збірного бетону й залізобетону відповідає вимогам індустріалізації будівництва.

Грунтоцемент (грунтобетон) – це суміш ґрунту, цементу та води; використовують при виготовленні штучних основ, дорожнього й аеродромного покриття, фундаментів порівняно легких будівель і споруд.

Цементні та силікатні речовини, а також *бітумні і синтетичні суспензії* використовують для нагнітання в ґрунт із метою його закріплення при влаштуванні штучних основ.

4. *Відомості про техніко-виробничі можливості будівельних організацій (підрядника)*, наявність машин та механізмів, можливість одержання або виготовлення конструкцій фундаментів і матеріалів штучних основ.

При розробленні проекту фундаментів обов'язковою умовою є вчасне погодження з будівельною організацією конструкцій фундаментів і видів штучних основ, що застосовують. У протилежному випадку за відсутності у підрядника технічної можливості виготовити запроектовані конструкції фундаментів,

проект може залишитись нереалізованим. Це також стосується матеріалів, прийнятих у проекті для виготовлення фундаментів та штучних основ. Збірні фундаменти, які влаштовують способом занурення (палі, блоки, шпунт), потребують спеціального обладнання (копри, молоти, віброзанурювачі й ін.). Закріплення ґрунтів проводять комплектами обладнання, наявних у спеціалізованих організаціях.

4.3. КОНСТРУКЦІЇ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

Загальними рисами фундаментів на природній основі є:
попереднє розроблення котлованів або траншей у ґрунті;
зворотне засипання ґрунту з проміжок між бічною поверхнею фундаментів та укосами виїмок;

передача навантажень на основу переважно через підшову фундаментів;
визначення розмірів підшови фундаментів за розрахунком.

Матеріали для влаштування фундаментів вибирають відповідно до матеріалів головних конструкцій будівлі. Крім міцності, матеріал фундаментів повинен мати належну морозостійкість. Зараз для влаштування фундаментів використовують переважно бетон і залізобетон. У масовому будівництві за основними техніко-економічними показниками фундаменти з монолітного залізобетону кращі, ніж збірні. Так, наведені витрати й кошторисна вартість збірних фундаментів на 30–120% вища, а трудові витрати з урахуванням виготовлення й транспортування на 30–80% більші, ніж монолітних. Крім того, на влаштування збірних фундаментів витрачають на 20–30% більше паливно-енергетичних ресурсів. Таким чином, технологію виготовлення фундаментів на місці будівництва з монолітного залізобетону слід вважати цілком ресурсозберігаючою.

Ефективність застосування монолітних фундаментів значно підвищується, коли фундаменти споруджують у складних ґрунтових умовах або на ділянках, де можливий розвиток несприятливих геологічних процесів: на торфах, насипних, просадочних, слабких водонасичених ґрунтах, у сейсмічних районах або там, де під будівлями є порожнини чи підземні виробки.

Однак є випадки, коли збірний залізобетон у конструкціях фундаментів досить успішно конкурує із монолітним. Це окремі фундаменти невеликих розмірів із масою до 3 т під колони, стояки, рами; стрічкові фундаменти з шириною підшови до 1–1,4 м; фундаменти під технологічне обладнання, під вежі ліній електропередач.

Є кілька ознак, за якими розрізняють фундаменти на природній основі.

за умовами виготовлення: монолітні суцільні, які споруджують безпосередньо на будівельному майданчику, і збірні, що монтують на будівельному майданчику з окремих елементів заводського виготовлення.

за умовами роботи: фундаменти жорсткі, які працюють лише на стиснення, й гнучкі, що працюють на вигин спільно з основою.

за матеріалом: фундаменти з бутового мурування, бутобетонні, бетонні, залізобетонні.

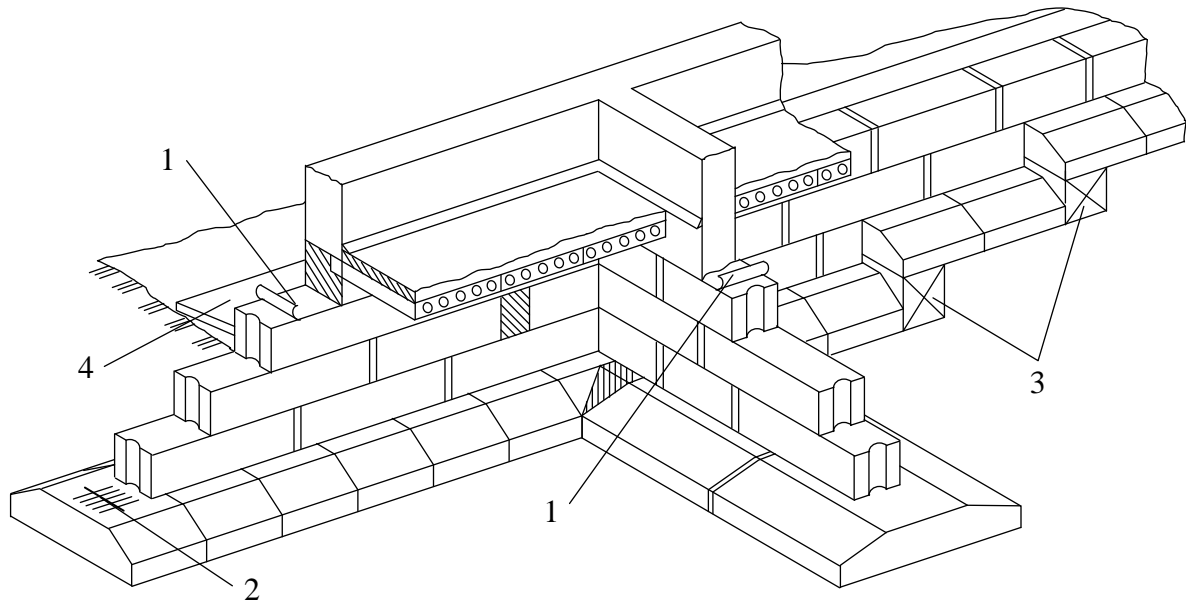


Рис. 4.3. Конструкція збірного стрічкового фундаменту:
1 – протикапілярна гідроізоляція; 2 – армований шов; 3 – перехід від однієї глибини закладання до іншої; 4 – вимощення

за формою: залежно від системи несучих конструкцій будівель, а також від особливостей і міцності основ застосовують стрічкові, окремі, перехресні фундаменти, суцільні залізобетонні плити.

за відносною глибиною закладання: фундаменти неглибокого й глибокого закладання.

за способом виймання ґрунту: фундаменти, що споруджують у відкритих котлованах, і фундаменти, які споруджують у виробках, утворених за допомогою буріння, грейферів або гідромеханізації.

Стрічкові фундаменти (рис. 4.3) влаштовують під несучі та самонесучі стіни будівель з підвалами і без них. Такі фундаменти складаються з нижньої частини у вигляді монолітної прямокутної або ступінчастої стрічки й стінки. У будівлях із підвалом остання одночасно є і стіною підвалу.

Нижню частину збірних фундаментів монтують з елементів за ГОСТ 13580-85 завдовжки 1180 або 2380 мм, завширшки від 600 до 3200 мм та заввишки 300 або 500 мм. Якщо ширина стрічки за розрахунком і прийнята за стандартом не збігаються, використовують найближчу більшу за розрахункову ширину елемента. Для зменшення перевитрати ресурсів стрічку приймають переривчастою. Величину проміжків між елементами визначають за вказівками пп. 2.195-2.198 Пособия по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83*). Проміжки заповнюють місцевим ґрунтом з ущільненням.

Збірні елементи стрічки кладуть на вирівнюючий шар піщаної підготовки 8–10 см завтовшки для повного стикування їх з основою. Якщо передбачено влаштування арматурного шва, то зверху на стрічці розміщують арматурні стрижні. Поздовжні та поперечні фундаменти з'єднують перев'язуванням елементів. Іноді в примиканні стін кладуть арматурні сітки. Перехід від однієї глибини закладання до другої здійснюють уступама (рис. 4.3).

Із метою збереження ресурсів використовують полегшені елементи стрі-

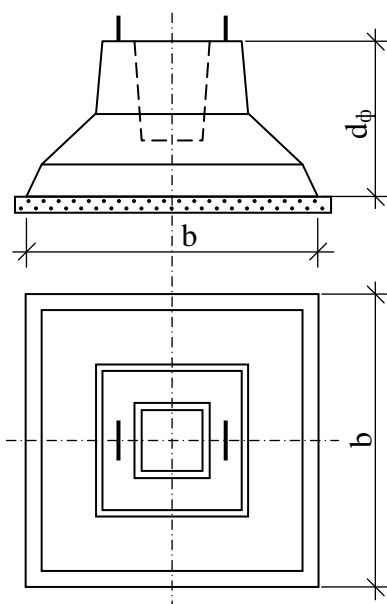


Рис. 4.4. Збірний залізобетонний фундамент

чки, які мають кутові вирізи довжиною 2380 мм, висотою 500 і шириною 2000–3200 мм. Така конструкція зберігає близько 12% металу й близько 9% бетону.

Окремі фундаменти (рис. 4.4–4.6) влаштовують у будівлях змішаного чи каркасного типу, коли між окремими опорами відстань досить велика, а основа має достатню несучу здатність. Іноді разом із рандбалками такі фундаменти влаштовують і під несучі стіни.

Окремі фундаменти здебільшого складаються з плитної та підколонної частини. З'єднання збірних колон із фундаментом улаштовують стаканного типу, монолітних залізобетонних колон шляхом установлення спільної арматури з фундаментом. Металеві колони з'єднують за допомогою анкерних болтів, які замонолічують у тілі фундаментів.

При дії центрального завантаження, незначних моментів і поперечних сил окремі фундаменти проєктують квадратними чи круглими в плані. Винятком

може бути випадок, коли такому окресленню заважають сусідні фундаменти під обладнання чи підземні приміщення. При позацентровому завантаженні окремі фундаменти проєктують прямокутними з розміщенням більшої сторони залежно від напрямку дії згинального моменту.

Для багатопверхових каркасних будівель застосовують фундаменти за ГОСТ 24476-80, для будівель сільськогосподарського призначення – за ГОСТ 24022-80. Маса таких збірних фундаментів становить 0,9–5,5 т. У котлованах їх установлюють на підготовку з піску або гравію 100 мм (див. рис. 4.4).

З метою зниження трудовитрат при спорудженні фундаментів під типові залізобетонні колони іноді застосовують складені фундаменти, що утворюють із кількох залізобетонних фундаментних плит, на які опирають підколонник. Між плитами передбачають проміжок до 600 мм завширшки. Шви між підколонником та плитами зачеканюють цементним розчином.

Наявність згинального моменту або поперечної сили значно звужує гаузь застосування такої конструкції у зв'язку з необхідністю використання закладних деталей і випусків арматури для поєднання елементів фундаменту.

Деяке розповсюдження одержали *тонкостінні фундаменти у вигляді конічної оболонки* (рис. 4.5). Вони мають високі міцність і жорсткість, економічні, але досить складні у виготовленні. Нижню частину таких фундаментів можна робити круглого, квадратного або прямокутного окреслення різних розмірів.

Процес спорудження тонкостінних фундаментів-оболонки такий. Після влаштування траншеї чи котловану на дні роблять піщану чи щебеневу підготовку до 100 мм завтовшки, на яку встановлюють фундаментну плиту. Для монтажу конічного підколонника на поверхні плити розстеляють шар цементного розчину. Після опускання підколонника бічну поверхню фундаменту обмазують гарячим бітумом за два рази, а шов між плитою й конічною частиною ізолюють двома шарами гідроізолю або склотканини на холодній бітумно-

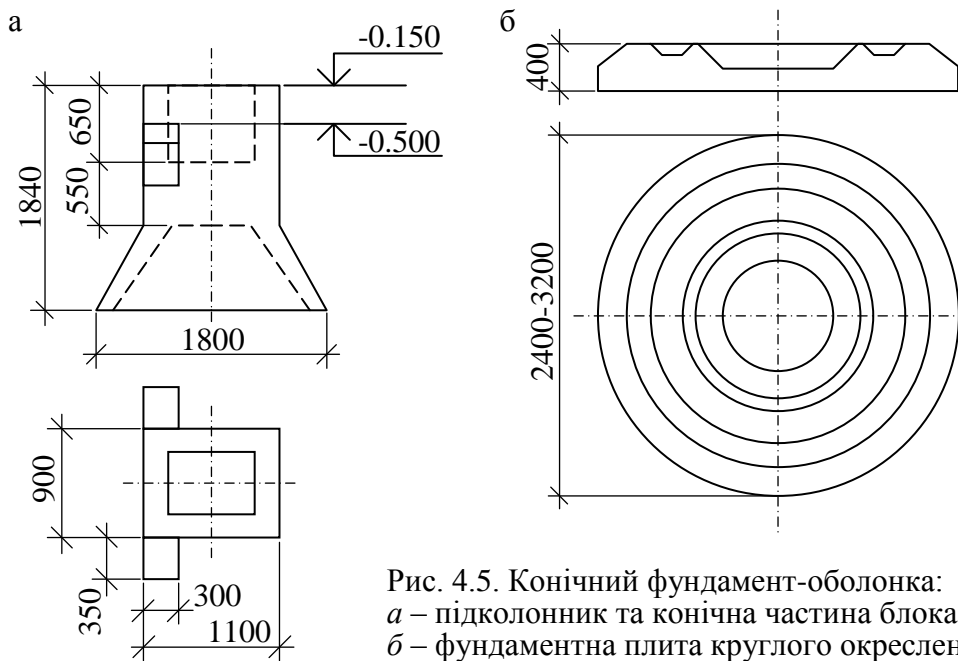


Рис. 4.5. Конічний фундамент-оболонка:
 а – підколонник та конічна частина блока;
 б – фундаментна плита круглого окреслення

кукерсольній мастиці. Якщо оболонка спирається безпосередньо на основу, що можливо в разі незначного навантаження на фундамент, то після монтажу через отвір у дні стакана закачують під оболонку цементний розчин або бетон з осіданням конуса 120–140 мм. Закачування проводять після початку витікання розчину з-під зовнішнього краю оболонки. Такий захід забезпечує щільний контакт оболонки з основою. Фундаменти-оболонки дають змогу зекономити цемент до 50%, а трудозатрати знизити до 13%.

Монолітні окремі фундаменти здебільшого виготовляють із залізобетону, що дає можливість їм сприймати розтягуючі зусилля та вигини, які виникають у гнучких фундаментах через спільну роботу споруди з основою. За відсутності таких зусиль і деформацій фундаменти малої ширини проектують жорсткими з бетону, бутобетону або природного каменю. Щоб у тілі таких фундаментів не виникали розтягуючі зусилля, їх конструкції влаштовують з розширенням униз до підшви уступами, розміри котрих обмежують кутом жорсткості 26–38° залежно від матеріалу фундаментів.

Конструкція верхньої частини фундаментів залежить від особливостей конструкції надземної частини будівлі. Для збірних залізобетонних колон позначку уступу відносно позначки чистої підлоги приймають на рівні – 0,15, а в підколоннику передбачають стакан для поєднання колони з фундаментом (серії 1.412-1/77 або 1.412-2/77, 1.412-3/79). Таке рішення дозволяє повністю завершити "нульовий цикл" до початку монтажу колон. Для монолітної колони уступ роблять на рівні верху фундаментної балки, а для металевої колони на 100 мм нижче від позначки опорної плити колони. Для обпирання фундаментних балок передбачають підбетонки.

Висоту фундаментів призначають залежно від конструкції колони та глибини закладання фундаменту (рис. 4.6). Здебільшого монолітні окремі залізобетонні фундаменти включають плитну частину ступінчастої форми та підколонник. Розміри в плані плитної частини приймають за розрахунком кратними 300 мм. Розміри підколонника, ступенів і висоту фундаменту приймають також

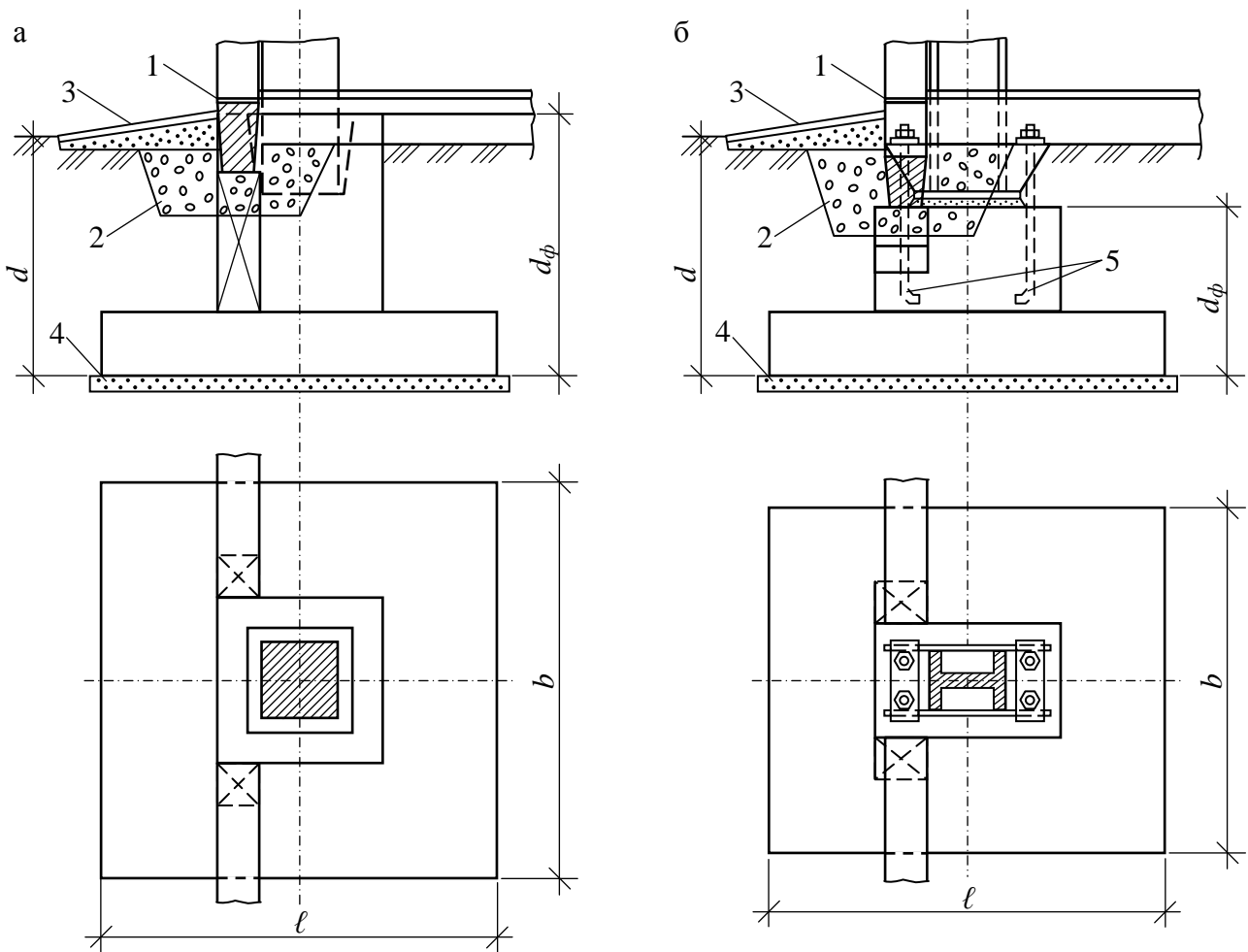


Рис. 4.6. Монолітний залізобетонний фундамент під збірну залізобетонну колону (а) та під металеву колону (б):
 1 – гідроізоляція; 2 – утеплення шлаковою засипкою; 3 – вимощення; 4 – підготовка; 5 – анкерні болти

кратними 300 мм, а висоти ступенів та плитної частини – кратними 150 мм.

Якщо під монолітними залізобетонними фундаментами розташована основа у вигляді піску або нещільного глинистого ґрунту, передбачають улаштування підготовки з бетону класу В2,5 завтовшки 50–100 мм. Якщо в основі щільний глинистий ґрунт, то підготовку виконують утрамбуванням в основу щеленю.

Для виготовлення фундаментів використовують бетон класу не нижче ніж В12,5. Товщину захисного шару для робочого армування нижньої плитної частини фундаменту приймають залежно від рівня ґрунтової води 35–75 мм. Якщо ширина плитної частини не перевищує 3000 мм, її армують однією сіткою з робочими стрижнями в двох напрямках. Ширші плитні частини армують уніфікованими звареними сітками в два шари з робочою арматурою у взаємно перпендикулярному напрямі. Підколонники, якщо це потрібно за розрахунком, армують поздовжньою і поперечною арматурою за принципом армування колон.

Перехресні фундаменти (рис. 4.7) та *фундаменти у вигляді суцільних залізобетонних плит* влаштовують монолітними або збірно-монолітними. Найчастіше їх застосовують у будівлях і спорудах, що зводять на слабких ґрунтах, на

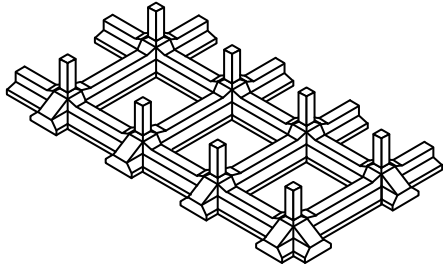
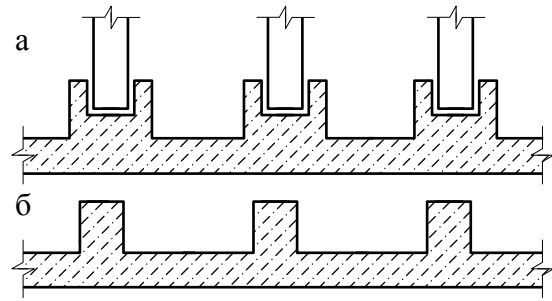


Рис. 4.7. Перехресні фундаменти

Рис. 4.8. Суцільні фундаменти у вигляді:
а – плоскої плити; б – ребристої плити

ділянках, під якими є підземні виробки, а також у сейсмічних районах. Перехресний фундамент являє собою систему взаємно перпендикулярних стрічкових фундаментів, на які в місцях перехрещень і примикань спираються колони.

Така конструкція забезпечує можливість вирівнювання осідань споруди через велику гнучкість і перерозподіл зусиль. Стрічки працюють як багатопрілітні балки, які завантажено реакцією ґрунту та які спираються на колони.

Стрічки армують у поздовжньому та поперечному напрямках за величиною згинальних моментів. У перерізі стрічки здебільшого мають таврове окреслення. Зменшення тиску на підшву можливе шляхом збільшення її ширини.

Збірно-монолітні перехресні фундаменти (рис. 4.7) монтують із збірних хрестоподібних опорних блоків з отворами для прокладання арматури і подальшим її попереднім напруженням, а також розташованих між ними коритоподібних або прямокутних елементів. Утворення єдиної несучої системи відбувається після натягання пучків арматури домкратами та дальшого заповнення каналів під час ін'єкції цементного розчину в отвори.

Для каркасних будівель можливе влаштування між окремими фундаментами зв'язків-розпірок в одному або в двох рівнях. Тому глибину закладання фундаментів приймають постійною. Якщо це зробити неможливо, то різницю заглиблень компенсують бетонною підготовкою. Зв'язки-розпірки – збірні залізобетонні – шарнірно поєднують із фундаментами. У перерізі їх роблять прямокутними з розмірами не менше ніж 200×200 мм. Шарнірність з'єднання досягають за допомогою випусків робочої арматури розпірки й випусків, які передбачають в окремих фундаментних блоках. Далі їх зварюють і замонолічують бетоном. Таке конструктивне вирішення забезпечує роботу зв'язків на центральні зусилля, а також локалізує вплив горизонтальних деформацій, нахилів та перекосів, які виникають у разі нерівномірного деформування основи.

Суцільні фундаменти у вигляді плоских (рис. 4.8, а) *або ребристих* (рис. 4.8, б) *залізобетонних плит* застосовують у випадках, коли значні навантаження передають на відносно слабку основу з малим розрахунковим тиском. Головна перевага плит – їх здатність зменшити тиск на основу і перерозподілити зусилля на ґрунт: знижувати тиск на більш піддатливі ділянки й, навпаки, збільшувати тиск на ділянки більшої міцності.

Ребристі плити використовують, спрямовуючи ребра вгору чи вниз. Поперечні і поздовжні ребра перетинаються в місцях спирання колон каркаса, що концентрує залізобетон у найбільш навантаженому місці. Плити з ребрами, по-

вернутими вниз, спрощують конструктивне вирішення підлоги підвалу і зменшують обсяг земляних робіт. Плита з ребрами, повернутими уверх, навпаки, вимагають заповнення проміжків між ребрами піском або бетоном, але спрощують розроблення котловану.

Плоскі плити простіші у виготовленні. Їх здебільшого застосовують в умовах підтоплювальних територій для прийняття гідростатичного тиску. Жорсткість плити підвищують, включаючи в роботу перекриття над підвалом.

Розміри плитних фундаментів визначають за габаритами будівлі з урахуванням консолей відносно зовнішніх стін або рядів колон. Величину консолей приймають 0,2...0,4 довжини прольоту. Товщину ребристих плит приймають від 1/8 до 1/9 кроку колон каркаса, а плоских – 1/6...1/9 довжини прольоту. Сполучення плитних фундаментів із колонами каркаса можна здійснювати за допомогою збірних або монолітних підколонників (рис. 4.8, а).

Класичним прикладом застосування фундаменту суцільного типу є спорудження Останкінської телевізійної вежі (1967 р.). Ця майже 540-метрова споруда масою 51400 т спирається на попередньо напружений залізобетонний фундамент із глибиною закладання близько 3 м. Фундамент – десятикутний кільцевий із середнім діаметром 61 м, шириною близько 9,5 м, 3–4,5 м завтовшки. Площа підшви кільця становить $A=1820 \text{ м}^2$, а тиск на її рівні – 280 кПа.

Основою фундаментів є льодовикові відклади у вигляді моренних суглинків, пісків із включенням щебеню, ріні, валунів. Скельні породи залягають на глибині близько 40 м, рівень ґрунтової води 3,8–4,8 м від поверхні.

Спостереження вежі за роки експлуатації показали, що осідання її близьке до розрахункового і становить 65 мм. Нерівномірність осідання склала близько 10 мм, що викликало зміщення верхньої частини споруди на 8–10 см. Узагалі ж розрахункове відхилення осі вежі від вітрового навантаження та сонячного нагрівання становить на рівні верху залізобетонної частини відповідно 4,16 та 1,02 м, а на рівні верху металеві антени – 11,65 та 2,25 м.

Проектом передбачено можливість прийняття вежею додаткових зусиль від сейсмічного навантаження силою до 8 балів. Навіть в екстремальній ситуації, коли в серпні 2000 року на вежі виникла пожежа, конструкції споруди, в тому числі і фундамент, витримали додаткове навантаження, а деформації основи та їх нерівномірність не досягли граничних величин.

4.4. ВИБІР ГЛИБИНИ ЗАКЛАДАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

Під глибиною закладання фундаментів розуміють відстань від поверхні планування до підшви (рис. 4.2). За наявності в будівлі підвалу глибину закладання фундаменту d_1 визначають з урахуванням відстані від підлоги підвалу до його підшви. Якщо підлога підвалу нижче від поверхні планування, то це слід урахувувати при визначенні розрахункового опору основи третім членом формули (4.3).

Глибина закладання фундаментів залежить від таких факторів, передбачених будівельними нормами і правилами (при розгляді кожного фактора глибини закладання фундаменту приймають мінімальну):

1. *Призначення та конструктивні особливості споруди, що проектують.* Так, у будівлях із підвалом фундамент повинен бути заглиблений нижче від

підлоги підвалу. За наявності під підлогою каналів підосва фундаменту повинна розташовуватись не вище від позначки дна каналів. Для каркасних будівель величина d_1 пов'язана з висотою фундаменту, яка в свою чергу залежить від глибини замурування колони у фундамент.

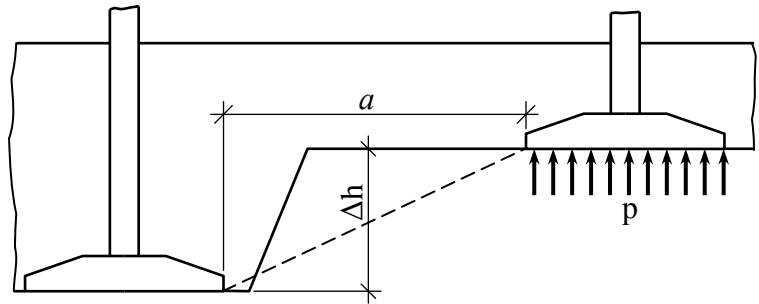


Рис. 4.9. Схема примикання фундаментів, які проектують, до існуючих

2. *Глибини закладання фундаментів суміжних споруд і прокладання комунікацій.* У місці примикання споруди, що проектують, до існуючої її фундаменти розташовують на одній позначці. Якщо позначки підшови існуючого і нового фундаменту різні, то слід витримувати умову

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_I + \frac{c_I}{p} \right), \quad (4.7)$$

де a – відстань між фундаментами (рис. 4.9); φ_I , c_I – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту; p – середній тиск під підшовою вище розташованого фундаменту від розрахункових навантажень.

3. *Рельєф – наявний і проектний на території забудови.* При проектуванні фундаментів необхідно зробити так, щоб підлога першого поверху будівлі була дещо вище від поверхні планування в найвищій точці рельєфу майданчика в межах розмірів будівлі, а підосва фундаментів розташована не менше ніж на 0,5 м нижче від найнижчої точки рельєфу, який проектують, у тих же межах.

4. *Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика.* Мінімальну глибину закладання фундаменту визначають так, щоб були пройдені небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучий шар не менше ніж на 0,3 м.

5. *Гідрогеологічні умови будівельного майданчика і можливі їх зміни в процесі будівництва та експлуатації споруд.* При призначенні глибини закладання фундаменту слід намагатися розташувати фундамент вище від існуючого й передбачуваного рівнів підземних вод. Це значно скоротить витрати на виготовлення фундаменту і його захист від підземних вод.

6. *Глибина сезонного промерзання ґрунтів.* Якщо основи фундаментів складають ґрунти, що здимаються (при певному режимі вологості ними можуть бути глинисті ґрунти, а також дрібні й пилуваті піски), глибину закладання фундаменту визначають з урахуванням розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів d_f :

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (4.8)$$

де k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди; приймають для зовнішніх стін опалюваних споруд відповідно до будівельних норм і правил, а для неопалюваних $k_h=1,1$, крім районів з мінусовою середньорічною температурою; d_{fn} – нормативна глибина сезонного промерзання ґрунтів

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t}, \quad (4.9)$$

де d_0 – величина, яку приймають для суглинків і глин 0,23 м; супісків, пісків дрібних та пилюватих – 0,28 м, пісків гравіюватих, крупних і середньої крупності – 0,30 м, великоуламкових ґрунтів – 0,34 м; M_t – безрозмірний коефіцієнт, що чисельно дорівнює сумі абсолютних значень середньомісячних мінусових температур на зиму в даному районі; приймають відповідно до будівельних норм і правил з будівельної кліматології та геофізики, а за відсутності в них даних для конкретного пункту або району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції. Глибину закладання фундаментів у ґрунтах, що здимаються, приймають, як правило, не менше від розрахункової глибини сезонного промерзання ґрунтів d_f .

Після призначення мінімальної глибини закладання фундаменту по кожному з шести чинників для подальшого розгляду беруть найбільше значення, як таке, що задовольняє всі умови. Одержану глибину закладання уточнюють за модулем висоти прийнятої конструкції фундаменту (збірного чи монолітного).

4.5. РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ НА ДЮ ВЕРТИКАЛЬНОГО І ГОРИЗОНТАЛЬНОГО НАВАНТАЖЕННЯ

Центральне навантаження. Центральним навантаженим фундаментом вважають такий, у якого вертикальна складова рівнодіючої всіх сил проходить крізь центр його подошви.

Після вибору глибини закладання фундаменту й визначення величини навантаження на уступі розраховують розміри подошви за принципами, що розглянуті в п. 4.1. Середній тиск за подошвою фундаменту p , кПа, виходячи з теорії лінійного розподілення тиску, не може перевищувати розрахункового опору ґрунту R , визначеного за формулою (4.3). Тобто має бути задовільнена умова

$$p = \frac{F_v + G}{A} + q \leq R, \quad (4.10)$$

де F_v – вертикальне навантаження на фундамент за основним сполученням для розрахунку за II групою граничних станів, кН; G – власна вага фундаменту, кН; A – площа подошви фундаменту, м²; q – навантаження на підлогу від матеріалів та обладнання (для виробничих приміщень приймають 20 кПа, якщо інших указівок немає); R – розрахунковий опір ґрунту, кПа.

У зв'язку з тим, що величина R залежить від ширини подошви фундаменту b , яку треба визначити, розрахунок виконують способом послідовного наближення. Навантаження на уступі визначають з урахуванням відповідних навантажних площин на 1 м або окремих фундаментів, залежно від конструкції, використовуючи вказівки відповідних норм.

Оскільки на рівні подошви фундаменту вертикальна складова рівнодіючої з урахуванням власної ваги фундаменту становить $N = F_v + Ad\gamma$, а реактивне зусилля ґрунту на подошву фундаменту $P = AR$, то після прирівняння їх можна одержати формулу для визначення площі подошви фундаменту

$$A = \frac{F_v}{R - d\gamma}, \quad (4.11)$$

де γ – середня питома вага матеріалу фундаменту і ґрунту на уступах, яку приймають 20 кН/м^3 ; d – висота фундаменту нижче від рівня прикладення навантаження F_v , м.

Загальний вираз (4.11) дає можливість визначити розміри *підшови фундаментів будь-якого окреслення в плані*. Так, для стрічкового фундаменту, на 1 м якого діє навантаження F_v , площа A є одночасно шириною підшови b .

Ширину підшови квадратного окремого фундаменту визначають як

$$b = \sqrt{\frac{F_v}{R - \gamma d}} ; \quad (4.11, \text{ а})$$

прямокутного із співвідношенням сторін $\eta = \ell / b$

$$b = \sqrt{\frac{F_v}{\eta(R - \gamma d)}} ; \quad (4.11, \text{ б})$$

круглого фундаменту з діаметром D

$$D = \sqrt{\frac{4F_v}{\pi(R - \gamma d)}} . \quad (4.11, \text{ в})$$

Подальший розрахунок реалізує *метод послідовного наближення*.

1. За виразами (4.11 – 4.11, в) з урахуванням R_0 , визначеного за будівельними нормами або за формулою (4.3) для умови $b=0$, залежно від типу фундаменту визначають його попередні розміри.

2. За формулою (4.3) визначають уточнений розрахунковий опір ґрунту основи вже з урахуванням попереднього розміру підшови.

3. Уточнюють розміри підшови фундаменту за виразами (4.11, а – 4.11, в) і уточненим розрахунковим опором.

4. Перевіряють необхідність подальших уточнень розмірів підшови:

а) за умовою $1 - b_i/b_{i-1} \leq 0,10$. Якщо умова не задовольняється, уточнення продовжують;

або б) за виразом $b = b_{i-1} - 0,75(b_{i-1} - b_i)$;

або в) за графіками $b=f(R)$ і $b=f(P)$, знаходячи потрібний розмір ширини підшови, проектуючи точку перетину графіків на вісь абсцис (рис. 4.10).

5. Приймають розміри фундаменту в плані відповідно до стандартних розмірів, серій або модульної системи (найближчі більші).

6. Визначають власну вагу фундаменту прийнятих розмірів разом із ґрунтом на уступах.

7. Уточнюють розрахунковий опір ґрунту R за формулою (4.3), використовуючи прийняту ширину підшови.

8. Перевіряють умову (4.10), за необхідності коригують розміри підшови.

9. Визначають величину осідання фундаменту й порівнюють її з граничними величинами відповідних норм. Якщо величина осідання більша від граничної, розміри підшови збільшують, а розрахунок повторюють.

10. Якщо основа фундаментів складена водонасиченими глинистими ґрунтами чи ґрунтами з домішками органічних речовин, перевіряють умову (4.5), де силу граничного опору основи F_u визначають відповідно до рекомен-

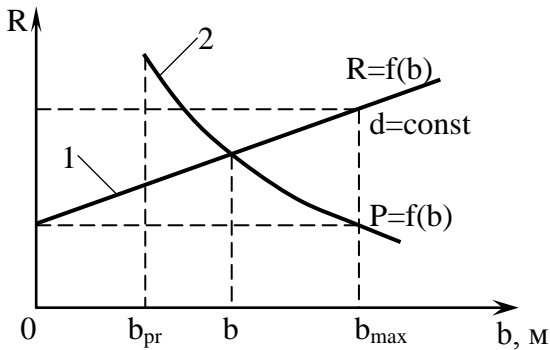


Рис. 4.10. Графік визначення площі або ширини підшви фундаменту:

1 – крива залежності розрахункового опору ґрунту R від ширини підшви фундаменту b ; 2 – крива залежності середнього тиску під підшовою фундаменту P від ширини підшви фундаменту b

дацій розділу 3. Для глинистого ґрунту з коефіцієнтом пористості $e_0 \geq 1,0$ умова (4.5) може не виконуватися, тоді розміри підшви фундаментів збільшують.

Позацентричне навантаження. Позацентрично навантаженим фундаментом вважають такий, коли рівнодіюча зовнішнього навантаження має ексцентриситет e відносно центра ваги площі підшви. Він виникає за рахунок дії на фундамент не тільки вертикального зусилля F_v , але й згинального моменту M і поперечної сили F_h .

Прикладом такого фундаменту є окремих фундамент одноповерхового каркасного будинку виробничого призначення.

На рівні його підшви діють: вертикальне навантаження від ваги надземних конструкцій, обладнання та власної ваги фундаменту; згинальний момент від ексцентрично прикладених елементів надземної конструкції (стіни, фундаментні балки), роботи кранів, вітрового й снігового навантаження; горизонтальне навантаження – від дії кранового обладнання, вітру тощо.

Залежно від ексцентриситету рівнодіючої e відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви фундаменту, епюра реактивного тиску буває у вигляді трапеції або трикутника. Остання може бути з повним дотиканням підшви фундаменту до ґрунту або навіть із деяким відривом її.

Крайові тиски під фундаментами будь-якої форми в плані з урахуванням навантаження на підлогу визначають за формулою

$$p_{\max/\min} = \frac{F + G}{A} \pm \frac{M}{W}, \quad (4.12)$$

де M – момент зовнішніх сил відносно осі, яка проходить через центр ваги підшви фундаменту; W – момент опору підшви фундаменту відносно тієї ж осі.

Звичайно фундамент має прямокутну підшву шириною b і довжиною ℓ .

Ураховуючи те, що для прямокутника $W = \frac{b\ell^2}{6}$, а $A = b\ell$, одержимо

$$p_{\max/\min} = \frac{F + G}{b\ell} \left(1 \pm \frac{6e}{\ell} \right), \quad (4.13)$$

де e – ексцентриситет прикладання рівнодіючої навантаження від зовнішніх сил, $e = M/N$.

Якщо ексцентриситет рівнодіючої $e = \sum M / N \leq 1/30\ell$, розрахунок крайових тисків не потрібний, фундамент проектують як завантажений центрально.

Найбільший крайовий тиск p_{\max} за умовою норм не повинен перевищувати розрахункового опору R , збільшеного на 20%, тобто

$$p_{\max} \leq 1,2R. \quad (4.14)$$

Якщо основа фундаментів складається з ґрунту, розрахунковий опір кот-

рого не перевищує 150 кПа, або будівлі мають мостові крани із вантажопідйомністю не меншою за 75 т, або проектують споруду баштового типу, намагаються прийняти такі розміри підшви фундаментів, щоб співвідношення крайових тисків було $p_{min} / p_{max} \geq 0,25$.

В інших випадках проектування фундаментів будівель із мостовими кранами доцільно приймати такі розміри підшви, за яких під нею виникає трикутна епюра реактивного тиску, але без відриву від ґрунту, тобто ексцентриситет рівнодіючої не повинен бути більшим ніж $1/6\ell$.

Нарешті, при проектуванні фундаментів будівель без кранового обладнання припускають навіть неповне дотикання підшви фундаменту за умови, що ексцентриситет рівнодіючої $1/4\ell \geq e \geq 1/6\ell$. Тоді наближено найбільший крайовий тиск становить

$$p_{max} = \frac{2N}{3b(\ell/2 - e)} + q. \quad (4.15)$$

Послідовність проектування позацентрово навантаженого фундаменту:

1. Знаходять за найбільшою величиною F_v із сполучень навантажень розміри підшви фундаменту, умовно приймаючи його завантаженим центрально.
2. Визначають ексцентриситет рівнодіючої e і, якщо він більший ніж $1/30\ell$, збільшують розміри підшви фундаменту перш за все в напрямі дії згинального моменту.
3. Визначають власну вагу фундаменту.
4. Визначають новий ексцентриситет рівнодіючої.
5. Перевіряють умову (4.14), використовуючи вираз (4.13).
6. Якщо умова не задовольняється або величина запасу складає більше ніж 10%, змінюють розміри підшви фундаменту й повторюють розрахунок.
7. Після задоволення всіх зазначених вище умов визначають осідання фундаменту.

Слід мати на увазі, що найменшу площу підшви позацентрово завантаженого фундаменту одержують тоді, коли належним чином використана можливість змінювати співвідношення $\eta = \ell/b$.

Значна горизонтальна сила. Розпори в аркових чи рамних конструкціях, тиск ґрунту на підземні конструкції будівель, вітрове та сейсмічне навантаження викликають відмінні від вертикальних напрями рівнодіючих. Найгірші умови роботи фундаментів виникають тоді, коли горизонтальна складова рівнодіючої F_h сумірна із вертикальною F_v (рис. 4.11).

Розрахунок фундаментів, завантажених значними горизонтальними зусиллями, має особливості. Вони полягають в обов'язковому визначенні несучої здатності основи, перевірці можливості зрушення за підшовою фундаменту, можливості його перекидання (зокрема, див. розділ 3).

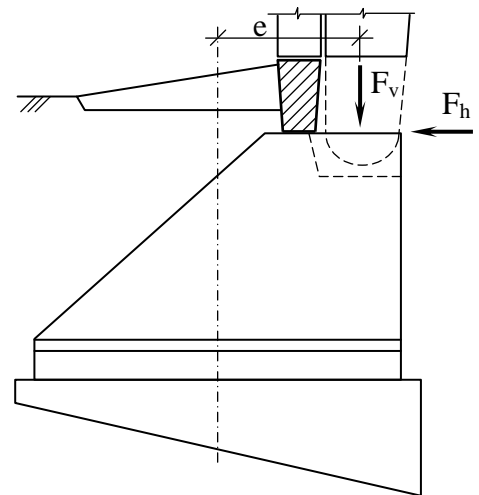


Рис. 4.11. Позацентрове навантаження фундаменту під тришарнірну раму

Несучу здатність основи фундаменту визначають з урахуванням ексцентриситету рівнодіючої. Розміри підосви встановлюють після розрахунку ексцентриситетів прикладання рівнодіючої навантажень у напрямках поперечної e_b і поздовжньої e_ℓ осей.

Перевірку можливості зрушення чи перекидання здійснюють за умовою

$$\sum F_{sa} \leq \frac{\gamma_c \sum F_{sr}}{\gamma_h}, \quad (4.16)$$

де $\sum F_{sa}$, $\sum F_{sr}$ – відповідно сума всіх зсувних і затримуючих сил з урахуванням активного й пасивного тисків ґрунту на бічні грані фундаменту, кН; γ_c – коефіцієнт умов роботи, залежно від ґрунту основи, $\gamma_c=0,8\dots1,0$; γ_h – коефіцієнт надійності, залежно від призначення будівлі чи споруди, який для будівель I, II, III класів відповідальності приймають рівними 1,2; 1,15; 1,1.

Якщо рівнодіюча проходить у межах ядра перерізу підосви фундаменту ($e_b \leq 1/6b$; $e_\ell \leq 1/6\ell$), перевірку можливості перекидання не роблять. В інших випадках визначають співвідношення утримуючого і перекидного моментів. Якщо воно близьке до одиниці або менше від неї, змінюють конфігурацію фундаменту чи його вагу.

Розрахунок на зсув за підосвою складається з визначення сили зсуву, яка включає навантаження на фундамент, що діє паралельно площині зсуву F_h , та рівнодіючу активного тиску E_a :

$$\sum F_{sa} = F_h + E_a. \quad (4.17)$$

Утримуюча сила $\sum F_{sr}$ включає сили тертя, зчеплення ґрунту і рівнодіючу пасивного тиску ґрунту E_p :

$$\sum F_{sr} = (N - u)f_I + b'\ell'c_I + E_p, \quad (4.18)$$

де N – навантаження на рівні підосви фундаменту, яке діє перпендикулярно до площини зсуву, кН; u – виважуюча сила, якщо рівень ґрунтової води вищий за рівень підосви фундаменту, кН; f – коефіцієнт тертя, який ототожнюють із кутом внутрішнього тертя і який залежить від виду ґрунту основи і його стану за вологістю ($f_I = \tan \varphi_I = 0,2 \dots 0,7$); c_I – розрахункове питоме зчеплення, яке визначають з урахуванням коефіцієнта надійності (див. розділ 1); b' , ℓ' – відповідно наведені ширина та довжина фундаменту, м, які визначають: $b' = b - 2e_b$; $\ell' = \ell - 2e_\ell$, де e_b , e_ℓ – відповідно ексцентриситети прикладання рівнодіючої навантаження в напрямі поперечної та поздовжньої осей фундаменту, м.

Якщо умова (4.16) не задовольняється, збільшують розміри підосви фундаменту, що впливає на збільшення кожного з трьох членів у виразі (4.18).

Стійкість фундаменту з частиною масиву ґрунту в основі перевіряють, приймаючи поверхню, за якою відбувається зсув, круглоциліндричною (рис. 4.12). Послідовність перевірки аналогічна тій, котрою користуються при розрахунку стійкості схилу (див. розділ 3). Спочатку задаються центром обертання і через ближчий до горизонтальної складової край підосви фундаменту окреслюють слід круглоциліндричної поверхні. Масив обертання поділяють вертикальними площинами на відсіки і визначають центри їх ваги. Визначають вагу кожного відсіку, складають її із зовнішнім навантаженням, якщо воно є, і

вертикально переносять сумарну вагу на поверхню сковзання. Далі силу розкладають на дві: дотичну й нормальну до поверхні сковзання.

Момент утримуючої сили відносно центра включає момент від тертя та момент від сил зчеплення по поверхні сковзання. Момент зсувної сили утворюється з моменту від дії горизонтального навантаження й активного тиску, а також вертикального навантаження, прикладеного на рівні підшви фундаменту.

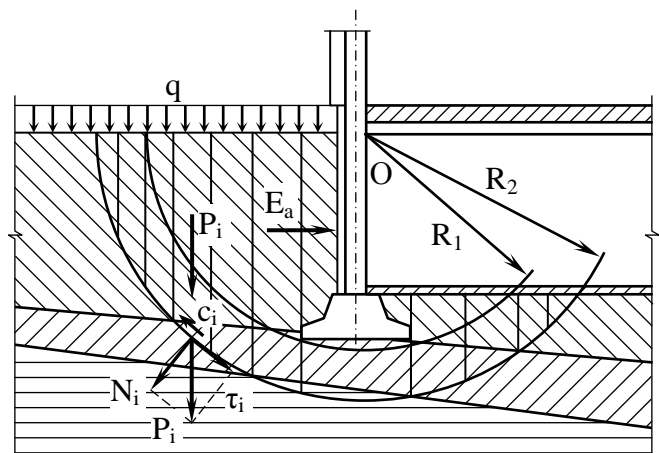


Рис. 4.12. Схема до визначення стійкості фундаменту

4.6. ЗАХИСТ ПІДЗЕМНИХ КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД ВІД ВПЛИВУ ВОЛОГИ

Тимчасові підземні води (верховодка) і повільне піднімання рівня ґрунтової води (підтоплення) можуть призвести до створення вогкості в підземних приміщеннях або навіть до їх затоплення. Волога під впливом капілярних сил може підніматися вгору по нещільностях мурування, що спричиняє вогкість у нижніх поверхах будови. Все це погіршує санітарні умови приміщень, а іноді викликає необхідність ужиття термінових заходів для водозахисту. Особливо гостро проблема захисту будівель від затоплення постає на ділянках, де під час проектування та будівництва рівень ґрунтової води був значно нижчий від рівня підшви фундаменту, через що серйозний водозахист не передбачався, а в роки експлуатації він значно наблизився до поверхні внаслідок підтоплення території. Якщо ж підземні води мають агресивні властивості відносно будівельних матеріалів, й особливо бетону, то інтенсивність руйнування фундаментів та інших частин будівель різко зростає.

Для захисту підземних конструкцій від шкідливого впливу ґрунтової води і талих та дощових вод, що проникають у ґрунт, використовують *дренування* й *гідроізоляцію*.

Відведення поверхневої води та осушування поліпшують умови будівництва і дальшу експлуатацію заглиблених приміщень. Ці заходи полегшують вибір конструкції гідроізоляції. Найпростіше *водовідведення* полягає у створенні незначних ухилів поверхні за рахунок планування. Можливе відкопування водовідвідних або нагірних каналів. В умовах забудови, де відкрите водовідведення недоцільне, влаштовують закриті лотки та зливову каналізацію.

Для запобігання накопиченню води під час будівництва пазухи траншей і котлованів заповнюють добре ущільненим глинистим ґрунтом.

У тому разі, коли підземні будівельні конструкції за проектом не захищені від впливу гідравлічного напору, доцільно передбачати *кільцевий* або *пластовий дренаж* (іноді їх улаштовують у комбінації). Цей універсальний спосіб використовують на територіях, які згодом можуть стати підтопленими. Від

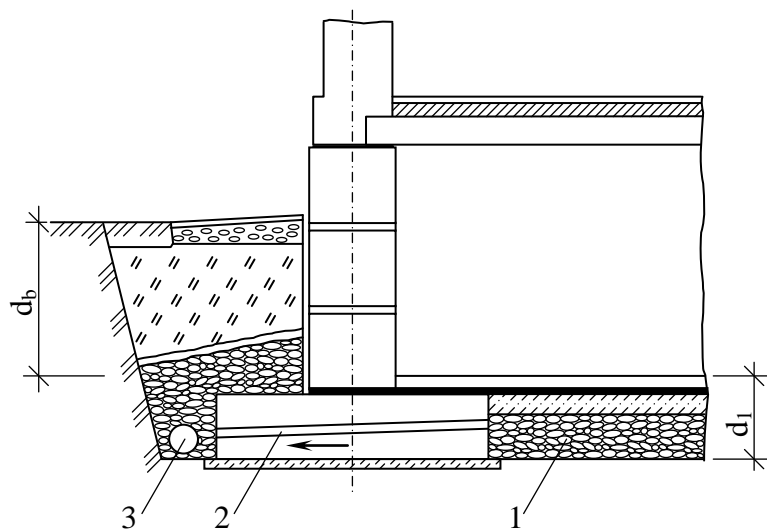


Рис. 4.13. Улаштування пластового та кільцевого дренажу:
1 – пластовий дренаж; 2 – трубки для з'єднання дренажів;
3 – кільцевий дренаж

дренажів вода самопливом спрямовується до водоприймальних пристроїв (колодязів, канав) або в зливову каналізацію. Якщо споруду будують на водопроникній основі, де рівень ґрунтової води чи верховодки установитися не може, дренажі не влаштовують. Не потрібне дренажування і для підземних приміщень, де за проектом передбачено надійну гідроізоляцію.

Кільцевий дренаж –

це трубопровід замкнутого або незамкнутого типу, який улаштовують, щоб зібрати воду, яка акумулюється перед зовнішніми поверхнями підземних конструкцій після фільтрації її зверху або знизу, і знизити її рівень. У верхній точці дренажування дренажні труби кладуть не вище від уступу фундаменту. Ухил труб передбачають 0,5 – 1 %.

Глибина закладання кільцевого дренажу залежить також від уклонів місцевості, наявності пластового дренажу під конструкцією підлоги підземного приміщення. Діаметр дренажних труб з кераміки або пластмаси приймають не менше ніж 200 мм. На зламах дренажу влаштовують контрольні колодязі.

По всій довжині дренажні перфоровані труби обкладають з усіх боків фільтруючим матеріалом зі стабільними властивостями. Для цього використовують гравій, щебінь, шлак. Від замулення фільтруючий шар іноді захищають штучною водопроникною матою. Товщина фільтруючого обсіпання з усіх боків повинна бути не менше від 200 мм.

Якщо гідрогеологічні умови викликають небезпеку проривання ґрунтової води до підземного приміщення через підлогу знизу, то, крім кільцевого дренажу, влаштовують і *пластовий* (профілактичний). Це шар із гравію або щебеню, який розміщують під підлогою разом із системою похилих перфорованих труб або без них. Якщо для такого дренажування використовують труби, то відстань між ними приймають не більше ніж 3,5 м з уконом $i \geq 0,5\%$ у напрямі збірної труби або з'єднувальних трубок. Діаметр труб становить 50 – 100 мм.

Поєднують пластовий дренаж з кільцевим за допомогою трубок, установлених у самому фундаменті або між його елементами. Кількість та розміщення трубок не повинні суттєво зменшувати міцність фундаментної конструкції. До водозбірного колодязя труби дренажу підключають вище від найбільш можливого рівня ґрунтової води, щоб уникнути зворотного руху води в дренажі.

На рис. 4.13 показані елементи кільцевого і пластового дренажу.

Найчастіше водозниження все ж не забезпечує потрібного режиму вологості в конструкціях будівель, тому його влаштовують спільно з гідроізоляцією.

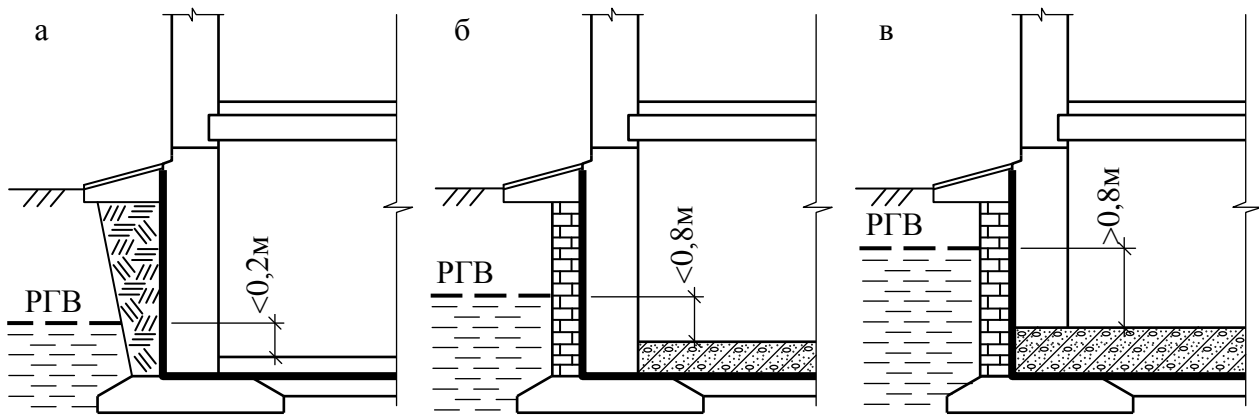


Рис. 4.14. Гідроізоляція підвалу при рівнях ґрунтової води вище від підлоги підвалу:
 а – менше ніж 200 мм; б – 200–800 мм; в – більше ніж 800 мм

Залежно від способу влаштування *гідроізоляцію* поділяють на фарбувальну, штукатурну, обклеювальну, литу, просочувальну, засипну, монтовану; її наносять на зовнішню поверхню підземної частини будівель та споруд для того, щоб напір ґрунтової води притискував водонепроникний шар до поверхні.

Вибір типу гідроізоляції залежить від режиму приміщень, тріщиностійкості конструкцій, гідрогеологічних умов тощо.

Фарбувальна гідроізоляція буває бітумною або бітумно-епоксидною. Це тонка оболонка, яку одержують після нанесення на поверхню гарячих мастик. Поверхню очищують від бруду, вирівнюють цементною штукатуркою із заокругленням кутів, висушують, а потім ґрунтують за 1 – 2 рази розрідженою мастикою. Після цього її фарбують ще двома – чотирма шарами мастики. Цей тип гідроізоляції захищає від проникнення капілярної вологи з ґрунту. Фарбувальну гідроізоляцію застосовують для фундаментів й інших конструкцій, розміщених нижче поверхні ґрунту або в зоні блукаючих струмів (рис. 4.14, а).

Штукатурну гідроізоляцію – цементно-піщану, асфальтову, цементно-бітумну – використовують на поверхні жорстких споруд, які не піддаються вібрації після їх осідання. Таку гідроізоляцію доцільно армувати металевими сітками та склотканиною. При гідростатичному напорі більше ніж 0,1 МПа штукатурний шар наносять із боку напору, при меншому напорі – як із зовнішнього, так і з внутрішнього боків. Розчин наносять цемент-гарматою за допомогою стиснутого повітря. Загальна товщина ізоляції становить 25 – 30 мм. Шар ізоляції наносять за два-три рази (рис. 4.14, б).

Обклеювальна гідроізоляція призначена для захисту підземних приміщень від ґрунтової води. Для неї застосовують склоруберойд, гідроізол, поліетилен та інші рулонні матеріали, що мають біостійкі властивості. Таку ізоляцію влаштовують на 500 мм вище від найбільшого рівня ґрунтової води. Перед наклеюванням стінки очищують, просушують, ґрунтують, а також покривають шаром мастики. Рулонний матеріал наклеюють у кілька шарів із розміщенням стиків урозбіж. Поліетиленові полотна з'єднують зварюванням (рис. 4.14, в).

Литу гідроізоляцію влаштовують заливанням гідроізоляційного матеріалу в проміжок між поверхнею та захисною стінкою. Таку ізоляцію застосовують тоді, коли в разі виникнення тріщин можливе витікання рідини з ємності або

для підземних приміщень I категорії сухості. Для литої ізоляції використовують бітумно-дьюгтьові мастики та асфальтобетон.

Просочувальну гідроізоляцію влаштовують з попередньо оброблених просочуванням штучних матеріалів – цегли, азбестоцементу, плитки – або монтують будівельні конструкції, які раніше були оброблені просочувальними речовинами. Найчастіше використовують цеглу, просочену бітумними мастиками.

Засипна гідроізоляція з гідрофобного сипкого матеріалу має досить обмежене застосування, оскільки для забезпечення якості ізоляції треба, щоб напрям теплового потоку був завжди протилежним напрямові потоку зволоження. Найдоцільніше цей тип використовувати для теплотрас, фундаментів малонавантажених будівель без підвалів.

Монтовану гідроізоляцію з листових полімерних або металевих матеріалів найчастіше роблять для захисту приміщень, які знаходяться в жорстких умовах експлуатації (різноманітні ємності, опускні колодязі, підземні приміщення I категорії сухості). Якщо ґрунтова вода не має агресивних властивостей, то ізоляцію влаштовують із металевих листів, котрі з'єднують зварюванням. Щоб уникнути негативного впливу агресивності води, застосовують поліетиленові профільовані листи, які тимчасово прикріплюють цементно-піщаним розчином, а потім остаточно – смугами з листового поліетилену на зварюванні. Металева оболонка одночасно виконує функцію опалублення. Внутрішню поверхню металу покривають антикорозійним лаком.

Особливу увагу приділяють улаштуванню горизонтальної гідроізоляції, що призначена для захисту від капілярної вологи (протикапілярне прокладання). Ізоляцію розміщують між рівнем вимощення та рівнем підлоги першого поверху по попередньо вирівняній цементним розчином поверхні. Після тужавіння розчину на поверхню кладуть два шари рулонного матеріалу, які склеюють мастикою, уважно стежачи, щоб створювався безперервний шар ізоляції. Стикування полотниць виконують урозбіж. Іноді, коли висота цоколя велика, горизонтальну ізоляцію роблять у двох рівнях. Перший на 15 – 20 см вище від рівня вимощення з цементного розчину, а другий на 10 – 15 см нижче від конструкції підлоги з двох шарів рулонного матеріалу. Якщо частина внутрішньої поверхні стіни стикається з ґрунтом, то її обмазують мастикою.

У будівлях, які споруджуються у сейсмічній зоні, горизонтальну гідроізоляцію влаштовують із шару цементного розчину.

Наявність у ґрунтовій воді вільної вуглекислоти, органічної або сірчаної кислоти, сірчаноокислого магнію або водневих іонів є причиною руйнування матеріалу фундаменту. Стійкість його забезпечують особливими способами – застосуванням бетону підвищеної щільності й особливих цементів, захисних оболонок та гідроізоляції.

Досить надійним заходом є влаштування глиняного замка, який зберігає обклеювальну гідроізоляцію на вертикальних поверхнях підземних конструкцій. Для замка звичайно застосовують глини. Спочатку глину розминають і зволожують до оптимальної вологості ($W \approx W_p$) або підсушують із додаванням сухої глини, потім її подають до місця роботи, укладають шарами завтовшки 15 – 20 см й ущільнюють ручними пневматичними чи електричними трамбів-

ками. Така проста оболонка добре працює в умовах дії природної сульфатної та слабокислотної ґрунтової води.

Для захисту бетону знизу щелебену підготовку під подошвою фундаменту проливають бітумом.

Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
3. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлєв, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
4. Клепиков, С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.
5. Крутов, В.И. Фундаменты мелкого заложения / В.И. Крутов, Е.А. Сорочан, В.А. Ковалев. – М.: Изд-во АСВ, 2007. – 184 с.
6. Кушнер, С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.
7. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
8. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
9. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
10. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников, В.А. Муха, А.В. Яковлєв, О.В. Андрієвська, С.В. Біда. – К.: Урожай, – 2002. – 423 с.
11. Швець, В.Б. Фундаменты промышленных, гражданских и транспортных сооружений на слоистых грунтовых основаниях / [В.Б. Швець, В.Г. Шаповал, В.Д. Петренко и др.]. – Дн-вск: «Новая идеология», 2008. – 274 с.
12. Шутенко, Л.Н. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование / Л.Н. Шутенко, А.Д. Гильман, Ю.Т. Лупан. – К.: Вища шк., 1989. – 328 с.

5. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ. ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

5.1. РІЗНОВИДИ ЗБІРНИХ ПАЛЬ І СХЕМИ ЇХ ЗАНУРЕННЯ В ҐРУНТ

Традиційний спосіб улаштування фундаментів полягає у проходці котловану, спорудженні фундаментів і зворотному їх засипанні. Та паралельно з ним із давніх-давен фундаменти влаштовують забиванням у ґрунт палів. Об'єм земляних робіт при цьому значно скорочується чи навіть повністю виключається. З розвитком будівельної техніки значно розширюється застосування таких палів. Це передусім забивні палі й блоки різної форми поперечного перерізу і поздовжнього профілю. Їх типові представники: залізобетонні забивні призматичні, пірамідальні палі та блоки. Набивні палі й фундаменти виготовляють на місці в пробитих або виштампуваних свердловинах, витрамбованих котлованах.

Забивні палі з постійним перерізом стовбура. Найбільш поширені *призматичні суцільні залізобетонні палі* квадратного перерізу в плані (рис. 5.1, а). Такі палі рекомендується застосовувати при будь-яких стисливіх ґрунтах, які підлягають прорізанню, за винятком насипів з включенням залишків кам'яних, бетонних і залізобетонних конструкцій або ґрунтів природного складу з твердими включеннями, які часто зустрічаються. Ці палі можуть сприймати вертикальні вдавлюючі і висмикуючі навантаження, горизонтальну силу й згинальний момент. Армують такі палі поздовжньою та поперечною арматурою. Поздовжня арматура може бути попередньо напруженою.

На рис. 5.1, б, в, г, д, е, є наведені нетипові вирішення залізобетонних суцільних палів, спрямовані на збільшення площі поперечного перерізу і поверхні стовбура при більш економному витрачанні матеріалів на їх виготовлення порівняно з палями квадратного перерізу. Поздовжня арматура таких палів може бути напруженою або ненапруженою, з поперечним чи без поперечного армування стовбура. Застосування забивних призматичних палів квадратного перерізу з круглою порожниною з попередньо напруженою поздовжньою і без поперечної арматури (рис. 5.1, ж) дозволяє зменшити витрати бетону до 20 % порівняно із суцільними призматичними палями. Забивні залізобетонні круглі палі діаметром від 400 до 800 мм та палі-оболонки (трубчасті) діаметром до 1600 мм, довжиною від 4 до 12 м (рис. 5.1, з) використовують для прорізання слабких ґрунтів з обпиранням на ґрунти, котрі спроможні сприймати вертикальні, горизонтальні й моментні навантаження. Занурюють їх із закритим або відкритим нижнім кінцем. Застосування таких палів дає можливість зменшити витрати бетону в два рази порівняно із суцільними палями.

Забивні палі з перемінним перерізом стовбура. Розрізняють такі тип палів:

1. *Пірамідальні палі* квадратного поперечного перерізу (рис. 5.2, а) зі стороною 200 мм біля вістря і 400, 430, 460 мм – зверху, з кутом між вертикаллю й гранню палі $\alpha=1\dots4^\circ$, завдовжки 3 – 8 м армують ненапруженою чи попередньо напруженою арматурою. Аналогічними їм, по суті, є опори контактної мережі, котрі використовують як палі. Їх виготовляють за допомогою центрифуги.

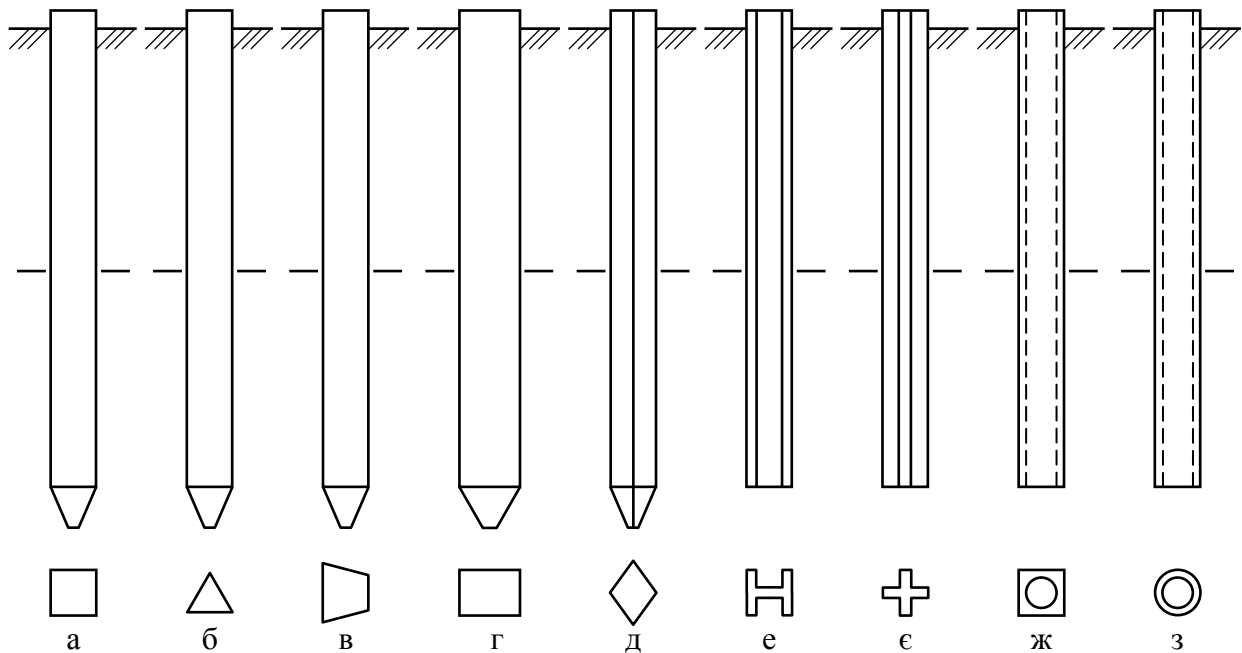


Рис. 5.1. Забивні палі з постійним перерізом стовбура:
 а – квадратним; б – трикутним; в – трапецієподібним; г – прямокутним; д – ромбоподібним;
 е – двотавровим; є – хрестоподібним; ж-з – із круглою порожниною; з – трубчаста

Застосування таких палей ефективно за наявності глинистих ґрунтів із коефіцієнтом водонасичення $S_r \leq 0,75$, а також пухких і середньої щільності пісків будь-якого водонасичення. При занурюванні пірамідальних палей ґрунти інтенсивно ущільнюються, що сприяє підвищенню їх несучої здатності.

2. *Короткі пірамідальні забивні залізобетонні палі* квадратного поперечного перерізу з кутом між вертикаллю і гранню палі $\alpha = 4 \dots 12^\circ$ (рис. 5.2, б). У зв'язку з більшою конічністю стовбура цих палей вони формують при занурюванні більш розвинуту зону ущільненого ґрунту.

3. *Забивні залізобетонні фундаментні блоки*. Їх виготовляють як суцільні, так і з циліндричною порожниною. Занурюють у ґрунт і розширеним кінцем, і звуженим (рис. 5.2, в).

4. *Забивні залізобетонні палі із забивними оголовками (шайбами)*. Найчастіше застосовують забивні порожнисті блоки (рис. 5.2, г). Наявність оголовка підвищує опір палі горизонтальним і моментним навантаженням.

5. *Забивні залізобетонні призматичні палі з розширенням у нижній частині стовбура* (рис. 5.2, д). Застосовують при прорізання товщ слабких ґрунтів, які чинять незначний опір тертя за бічною поверхнею палей, з опиранням на щільні ґрунти. Іноді розширення утворюють завдяки наконечнику, що розкривається. У них знижено опір горизонтальним і моментним навантаженням.

6. *Забивні залізобетонні козлові та віялоподібні палі*. Їх влаштовують як призматичні палі з однією гострою кінцевою частиною і занурюють попарно (рис. 5.2, е). При занурюванні таких палей за рахунок виникнення реактивного опору ґрунту за нахиленою поверхнею палей виникає момент, який розвертає палю в ґрунті відносно шарнірно закріпленої голови в спеціальному наголовнику. Козлові палі сприймають значні горизонтальні навантаження.

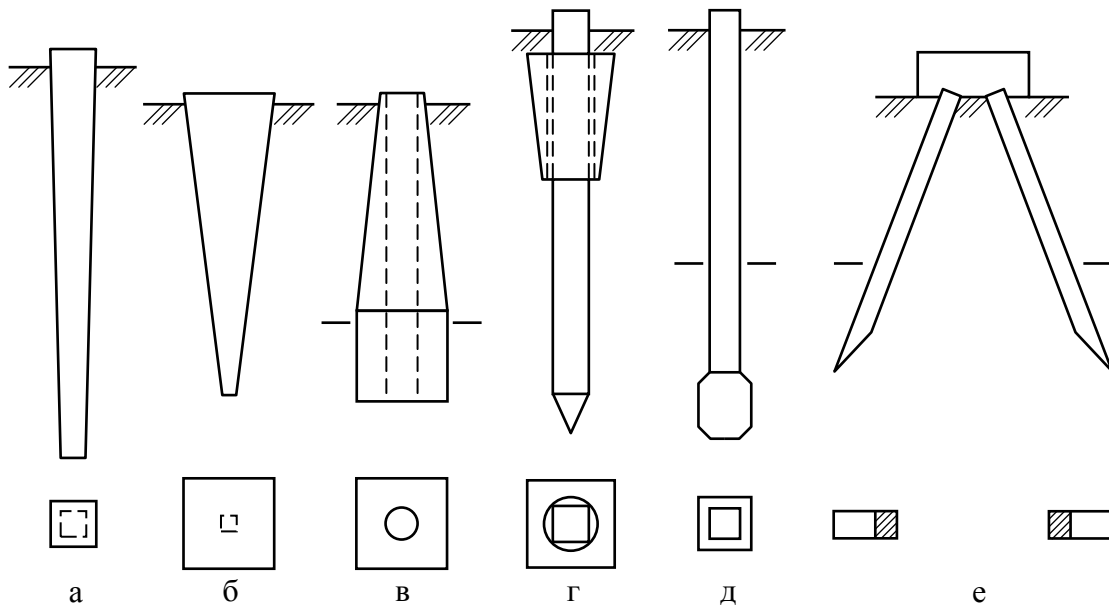


Рис. 5.2. Забивні палі зі змінним перерізом стовбура:

а – пірамідальна паля з малим кутом конічності; *б* – коротка пірамідальна; *в* – забивний блок; *г* – паля з наголовником; *д* – булавоподібна; *е* – козлова

Поєднанням параметрів палей різних типів надалі були сконструйовані й деякі їх проміжні варіанти: *ромбічні, пірамідально-призматичні, біпірамідальні, плоскопрофільовані, з багатоярусними розширеннями за стовбуром* тощо.

Гвинтові палі являють собою металеву або залізобетонну трубу, яка має в нижній частині гвинтову лопать, діаметр якої може досягати 3 м (рис. 5.3). Таку палю занурюють загвинчуванням, і вона передає навантаження на ґрунт безпосередньо лопаттю.

Занурювання палей може здійснюватись: *забиванням, віброзаглиблюванням, загвинчуванням, вдавленням*. Основні механізми й снаряди для занурювання палей: *копри* і підйомні крани для підняття та встановлення занурювачів і палей; *молоти* різних конструкцій; *наголовники*; *віброзанурювачі*; *пневмопробійники*; *кабестани*; *устаткування для буріння лідируючих свердловин*; *устаткування для підмивання палей водяним струменем*.

Копри вибирають залежно від маси й довжини палей, умов будівельного майданчика (сухий майданчик або наявність глибокої води). На рис. 5.4 показана схема рейкового копра. Навісне устаткування встановлюють і на важких автомобілях, тракторах, екскаваторах – це так звані самохідні копрові установки.

Молоти застосовують різних конструкцій: механічні, пароповітряні одиночної і подвійної дії; дизель-молоти трубчасті і штангові. Перевагою механічних молотів є простота конструкції, що дає мінімальні витрати на обслуговування, але продуктивність таких молотів невисока.

Дизель-молоти складаються з нерухомого поршня й падаючого циліндра (ударної частини). Залежно від конструкції напрямної розрізняють штангові і трубчасті дизель-молоти. Перед запуском ударну частину молота лебідкою копра піднімають угору, потім її відчіплюють, і вона вільно падає вниз. У момент зіткнення циліндра з поршнем подають дизельне паливо, яке в результаті стискання повітря запалюється й згорає. В цей момент молот досягає нижнього положення і, вдарившись об

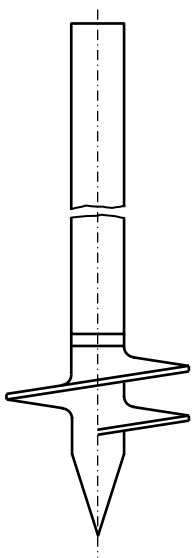


Рис. 5.3. Гвинтова паля

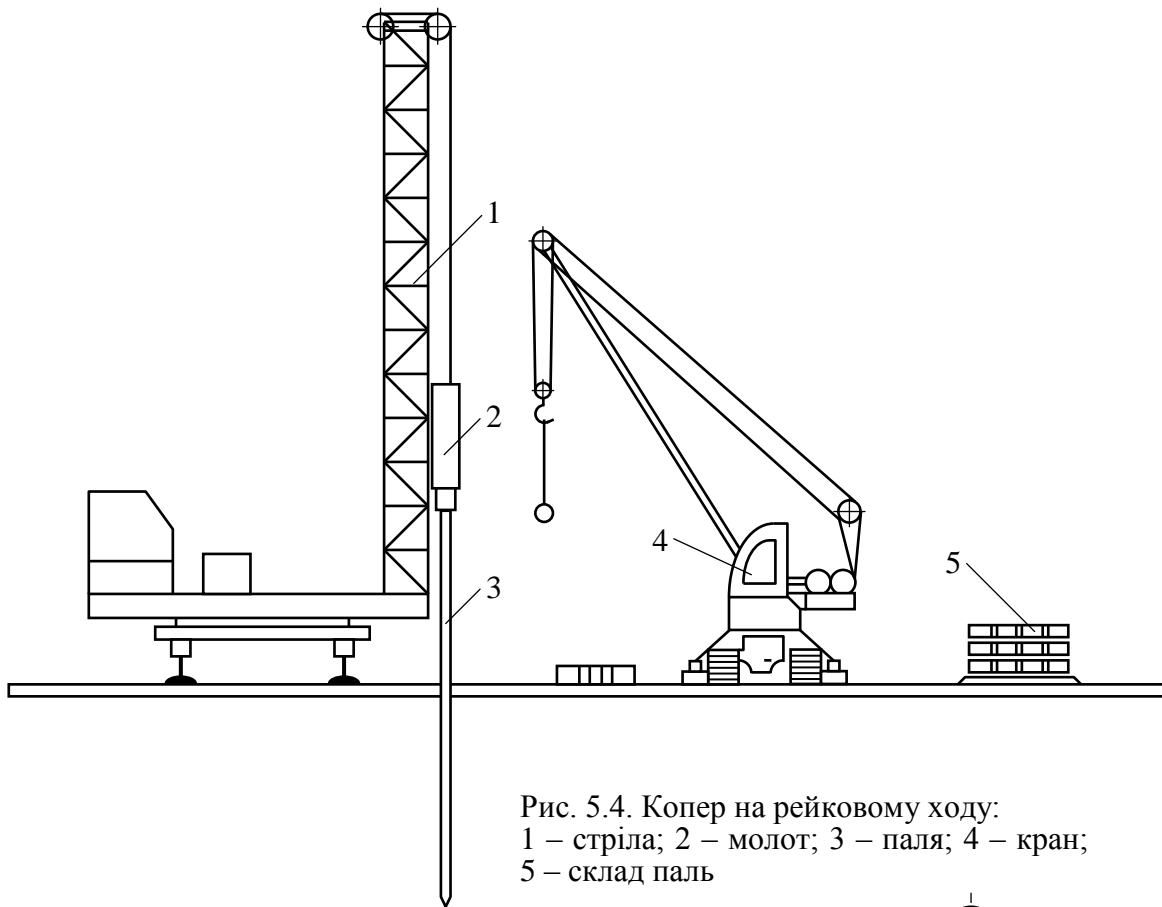


Рис. 5.4. Копер на рейковому ході:
1 – стріла; 2 – молот; 3 – палія; 4 – кран;
5 – склад палів

плиту, забиває палю. Горючі газы, які утворюються при запаленні, підкидають ударну частину молота вгору, поршень звільняється, а газы видаляються. Цей процес повторюється при кожному ударі.

Перевага дизель-молотів порівняно з іншими системами полягає в його компактності, швидкості монтажу, малій витраті пального. Вони не мають потреби у громіздких силових агрегатах, як парові і пневматичні молоти. У будівництві широко застосовують дизель-молоти з ударною частиною масою 1,2–3,5 т. *Наголовник* служить для фіксації палі відносно копрової щогли. За його допомогою енергія занурювання передається палі. При виборі типу і ваги молота слід віддавати перевагу більш важким молотам при невеликій висоті падіння. Як правило, маса молота не повинна бути меншою за масу палі з наголовником.

Віброданурювачі (рис. 5.5) діють, використовуючи властивість деяких ґрунтів при вібрації наближатися за станом до в'язкої рідини; при цьому занурювання палі значно полегшується. Найбільш раціонально застосовувати віброданурювачі у водонасичених піщаних ґрунтах. Віброданурювач складається з вібратора й електродвигуна, жорстко з'єднаного з вібратором; останній складається із зварного корпусу, в якому є вали з дебалансами, що обертаються попарно в протилежні сторони.

Вібромолоти (рис. 5.6) працюють у віброудар-

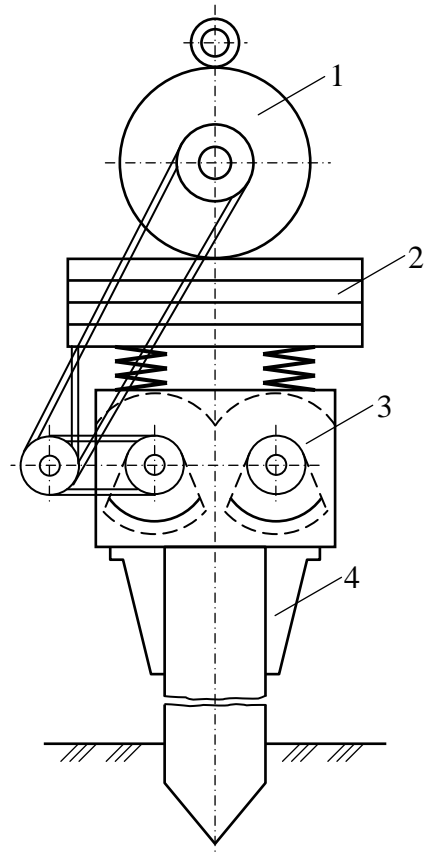


Рис. 5.5 Схема віброданурювача з підресорним привантаженням:
1 – електродвигун; 2 – привантажувальні плити; 3 – вібратор; 4 – наголовник

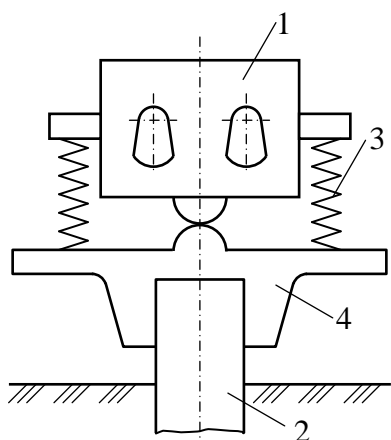


Рис. 5.6. Схема вібромолота, жорстко з'єднаного з палєю:
1 – віброзанурювач; 2 – палія;
3 – пружини; 4 – наголовник

ному режимі, при якому обертання в протилежні боки роторів електродвигунів із дебалансами спричинюють не тільки вимушені коливання палі, а й коливання вібромаси молота, верхньої плити, закріпленої на пружинах визначеної жорсткості. Коливання вібромаси супроводжуються синхронними їх ударами об нижню плиту, що створює більш сприятливі умови для занурювання палі у ґрунт, ніж при роботі із звичайними занурювачами. Параметри пружин підбирають так, щоб двом оборотам роторів електродвигунів відповідав у часі один удар, унаслідок чого здійснюється періодичний рух системи. Вібромолоти ефективні при занурюванні палі у піщані та гравійні ґрунти.

Вдавлення палі звичайно здійснюють потужними гідродомкратами й використовують тоді, коли не можна застосувати забивання чи віброзанурення (влаштування палевих фундаментів поблизу існуючих споруд, при посиленні існуючих фундаментів чи в ґрунтах, які

ущільнюються під впливом коливань тощо).

Нерідко занурювання палі на проектну позначку ускладнене значним опором ґрунту. Збільшення енергії занурювання при цьому призводить до їх руйнування. Такі явища спостерігають при занурюванні палі у піщані ґрунти. У цих випадках палі *занурюють із підмиванням* водяним струменем.

Із цією метою до вістря палі підводять дві труби діаметром 50 мм, які мають наконечник з отвором 12 мм. Довжина труби, що підмиває ґрунт, повинна бути не меншою за довжину палі, а наконечник завжди нижче на 0,25 м від вістря палі. Для пісків при глибині підмиву до 8 м тиск води становить 0,3–0,4 МПа, а для суглинку та глини – 0,5–1 МПа. Під дією струменя води ґрунт біля вістря розпушується, і палія легко занурюється в утворений простір.

В умовах водонасичених слабких ґрунтів для полегшення заглиблення палі, особливо металевих, і шпунта є позитивний досвід використання явища *електроосмосу* (про це мова йде в п. 6.3).

У просадочних ґрунтах палями необхідно пройти всю просадочну товщу і заглибити їх кінці в непросадочний ґрунт. Нерідко здійснити прорізання твердих супісків і суглинків палями не вдається. Для полегшення процесу занурювання палі у тверді глинисті ґрунти застосовують *лідирування*. Лідируючі свердловини влаштовують двома способами: 1) за допомогою металевого лідера з поперечним перерізом, розмір якого трохи менший, ніж у палі (наприклад, для палі перерізом 30х30 см переріз лідера 25х25 см); лідер занурюють у ґрунт молотом, а виймають гідравлічними домкратами чи поліспастиами; 2) шляхом буріння свердловини меншого діаметра, ніж діаметр палі. Глибину лідируючої свердловини призначають меншою на 1/3 глибини занурення палі. Для полегшення занурювання палі в свердловину за добу заливають 20–40 л води. Несуча здатність палі, занурених у лідируючі свердловини, менша, ніж палі, занурених у пробиті металевим лідером свердловини або без лідирування.

5.2. РІЗНОВИДИ ФУНДАМЕНТІВ І ПАЛІ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬ У ПОПЕРЕДНЬО ВЛАШТОВАНИХ ПОРОЖНИНАХ

Палі та фундаменти, виконані у витрамбованих, пробитих або продавлених свердловинах, вирізняються високим ступенем використання несучої здатності ґрунтів основ. Найбільш ефективно їх застосування в сухих зв'язних ґрунтах, однак при правильній організації робіт їх успішно використовують у піщаних ґрунтах, а також у глинистих (нижче від рівня ґрунтових вод).

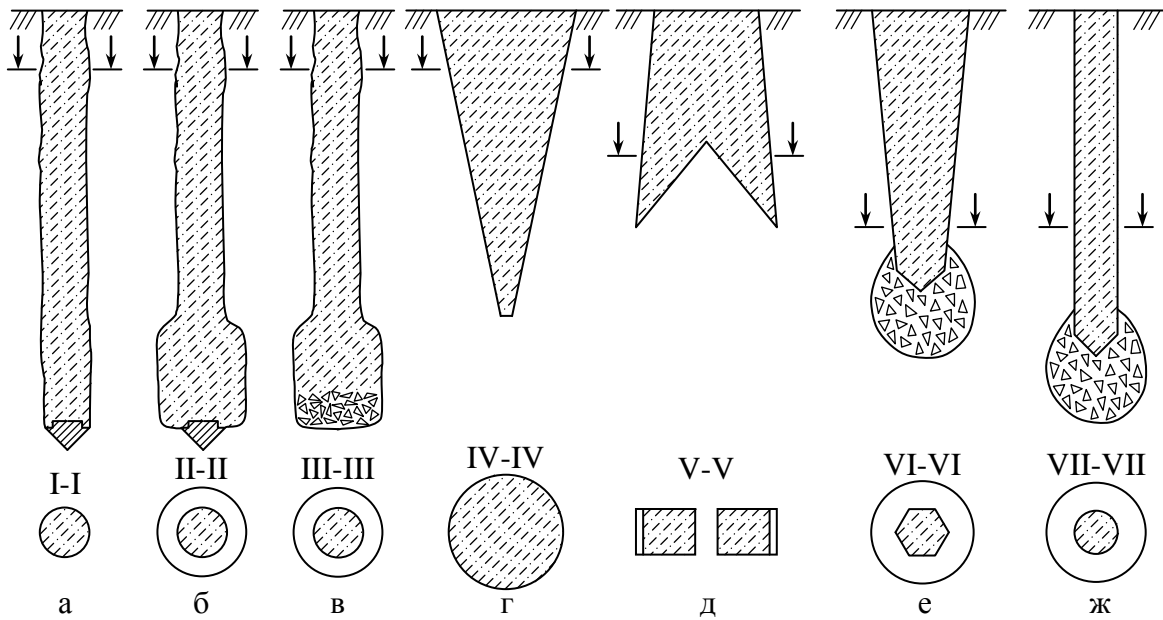


Рис. 5.7. Фундаменти і палі, що зводять у попередньо влаштованих порожнинах:
 а – частотрамбовані; б – частотрамбовані з розширенням; в – “Компресоль”; г – конічні;
 д – козлові; е – у витрамбованому котловані; ж – у пробитій свердловині

Частотрамбовані палі влаштовують забиванням у ґрунт інвентарної труби діаметром 40–60 см із закритим нижнім кінцем. Для цього використовують залізобетонний наконечник, який при вийманні труби залишають у ґрунті (рис. 5.7, а). У трубу подають бетон, котрий ущільнюють сигароподібною трамбівкою. Нею ж влаштовують розширення в нижній частині палі (рис. 5.7, б).

Фундаменти в пробитих свердловинах уперше у вітчизняній літературі були описані професором Є.В. Платоновим як палі ”Компресоль“.

Їх улаштовували утворенням порожнин у ґрунті падаючою трамбівкою. При виконанні робіт застосовували три види трамбівок. Для пробивання свердловин використовували конічну трамбівку з кутом при вершині 30° , діаметром 0,85 м, масою 2,2 т. Трамбівка такої форми дозволяє ущільнювати ґрунт лише в стінках свердловини, начебто розсовуючи їх. Для розширення підшви використовували трамбівку з краплеподібним загостренням масою 2 т і діаметром 0,8 м. Вона рівномірно ущільнює матеріал у боки і в днище, формуючи розширення в нижній частині свердловини. Бетон у стовбурі ущільнювали трамбівкою із плоскою підшвою масою 1,5 т. Ця трамбівка ущільнює бетон по вертикалі, а деяке збільшення діаметра свердловини відбувається за рахунок бічного розширення бетону при трамбуванні.

Такі палі застосовувались у ґрунтах невеликої вологості. При доступі води під час утворення свердловини слід утрамбовувати глину, яка, вдавлюючись у стінки свердловини, дає можливість деякий час стримувати тиск води. Палі цього типу виготовлялись глибиною до 15 м. При діаметрі трамбівки 0,85 м досягали розширення до 150 см.

Здобув поширення в будівництві і метод улаштування котлованів змінного по висоті перерізу (конічних, клиноподібних, пірамідальних, із розширенням у нижній частині). Відомі такі способи влаштування *витрамбованих котлованів* і пробитих свердловин: витрамбовування падаючою по напрямній трамбівкою різної форми; забиванням палейним агрегатом лідера відповідних розмірів із наступним його вилученням (виштамповування); занурюванням лідера за допомогою віброзанурювача (віброштампування).

Устаткування для витрамбовування котлованів і свердловин вирізняється простотою. Трамбівку занурюють у ґрунт шляхом вільного падіння. Для кожного удару трамбівку вилу-

чають із котловану. Це призводить до деяких відхилень у розмірах котлованів. При виштампуванні лідер занурюють дизель-молотом на проектну глибину з наступним його вилученням різними конструктивними пристроями. Жорсткий лідер можна вийняти лише за допомогою значного вертикального зусилля, яке розвивають гідроциліндри. При цьому часто руйнуються стінки котловану. Найефективнішим із точки зору якості котлованів у різних грунтах є спосіб віброштампування. Лідер занурюють і вилучають із ґрунту за допомогою віброзанурювача. У зв'язку з одноразовим занурюванням підвищується точність улаштування котловану, а виймання лідера вібруванням забезпечує цілісність стінок котловану.

Способи витрамбовування й штампування успішно застосовують не лише при влаштуванні котлованів і свердловин у просадочних грунтах, а й у грунтах, насичених водою. При проходженні слабких ґрунтів для укріплення стінок використовують щебінь, утрамбовують по всій їх поверхні на глибину 50–100 мм. Цим забезпечується стійкість стін, а шорсткість, яка утворюється при цьому, перешкоджає виникненню вакууму при вийманні трамбівки. При влаштуванні котлованів у піщаних грунтах використовують глинистий ґрунт, який утрамбовують у стінки й забезпечують їх стійкість і водонепроникність на період, необхідний для влаштування фундаментів.

На рис. 5.7 наведені конструкції паль і фундаментів, які влаштовують у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах: конічний набивний фундамент (рис. 5.7, а) споруджується бетонуванням в розпір котловану, влаштованого одним із описаних вище способів; козловий набивний фундамент (рис. 5.7, б) улаштовують за допомогою спеціальної трамбівки; фундамент у витрамбованому котловані з розширенням у нижній частині зі щебеню (рис. 5.7, в); витрамбовування котловану і втрамбовування щебеню здійснюють трамбівкою, яка має форму усіченої піраміди; фундамент у пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню (рис. 5.7, г); пробивання свердловини і втрамбовування щебеню здійснюють циліндричною трамбівкою.

Фундаменти у витрамбованих котлованах, які виготовляють за допомогою падаючої трамбівки, що має форму усіченої піраміди з шестикутником в основі, застосовують в усіх видах будівництва. При масі трамбівки до 4 т глибина котловану становить 2,5 м із діаметром по верху до 1 м. Утрамбовування в дно котловану щебеню об'ємом до 3 м³ для влаштування жорсткого розширення значно підвищує розрахункове навантаження на фундамент. При вказаних розмірах фундаменту в лесових грунтах України ця величина $N=1,0 \dots 1,5$ МН. Наявність похилих граней фундаменту дозволяє при оцінюванні його несучої здатності враховувати розпір уздовж бічної поверхні. Проте несуча здатність такого фундаменту визначається, головним чином, об'ємом утрамбованого щебеню, тобто величиною розширення.

Фундаменти в пробитих свердловинах улаштовують пробиванням свердловин у ґрунті циліндричною трамбівкою діаметром 0,5–0,6 м, масою 4 т або забивним штампом із заповненням їх ґрунтобетоном, бетоном, залізобетоном. Для збільшення опору вертикальному навантаженню в їх нижній частині влаштовують розширення з утрамбованого щебеню. Указані вище параметри трамбівок для влаштування витрамбованих котлованів і пробитих свердловин відповідають технічним можливостям базової машини, що найширше застосовується для цієї мети – екскаватора-драглайна типу Е-10011. Для збільшення розмірів витрамбованих котлованів і пробитих свердловин збільшують маси трамбівок. Зокрема використовували трамбівки масою 10 т на крані РДК-25.

Із порівняння фундаментів у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах при приблизно однаковій масі трамбівок видно, що несуча здатність обох видів фундаментів визначається розмірами розширення й при їх однакових об'ємах приблизно однакова, а площа поперечного перерізу фундаменту в пробитій свердловині втричі менша за площу середнього перерізу фундаменту у витрамбованому котловані. Це дає змогу більш повно використовувати несучу здатність бетону при його роботі на стиснення, а також при однаковій глибині закладання зменшити витрату бетону при влаштуванні фундаментів у пробитих свердловинах.

На рис. 5.8 показана технологічна схема влаштування фундаментів у пробитих свердловинах. Базовою машиною є екскаватор-драглайн із фрикційною лебідкою вантажопідйомністю 16 т. Використовують циліндричну трамбівку масою 5 т, яка падає з висоти 6 м. Такий агрегат має продуктивність (до 20 свердловин за зміну) і застосовується здебільшого на великих об'єктах, тому що перевезення його пов'язане з витратами часу й використанням додаткових машин. У ПолтНТУ створено мобільну установку для зведення фундаментів у пробитих свердловинах на базі трактора Т-150К. Маса трамбівки близько 2,5 т, висота падіння 5 м. Між об'єктами установка переміщується самостійно зі швидкістю до 40 км/год.

Пробиті свердловини різного призначення виготовляють і за допомогою *пневмопробійників* – пневматичних машин ударної дії, які самі пересуваються у ґрунті. Схема влаштування набивних паль за допомогою пневмопробійників показана на рис. 5.9.

Подаванням стислого повітря крізь шланг і патрубок від компресора пневмопробійнику надається робочий хід (на рис. 5.9 умовно не показано компресор і шланг). Пневмопробійник занурюється в ґрунт у напрямку, що задано стартовим пристроєм. При цьому за рахунок ущільнення ґрунту утворюється свердловина діаметром рівним діаметру пневмопробійника. При досягненні вістрям пневмопробійника проектної позначки за допомогою реверса він переводиться на зворотний хід і піднімається на поверхню з використанням лебідки. Після цього до неї можна встановити арматурний каркас і заповнити литим бетоном класу В15. У результаті маємо набивну палю діаметром 95–155 мм довжиною 2–10 м. Швидкість занурення пневмопробійника 0,1–0,5 м/хв, витягання – 0,3–0,8 м/хв. За зміну можна зробити 50–80 п.м таких паль.

У м'якопластичних глинистих ґрунтах для забезпечення стійкості стінок свердловину заповнюють жорстким бетоном класу В10,5 і знову проходять її пневмопробійником (рис. 5.9, з). Навколо свердловини у ґрунті утворюється бетонна оболонка товщиною 1–2 см. Цю процедуру можна повторювати кілька разів, при цьому збільшується діаметр палі та її розрахункове навантаження. Збільшити несучу здатність набивної палі можливо також за допомогою влаштування розширення (рис. 5.9, д, е).

Для влаштування набивних паль може бути використано й розроблений спеціалістами

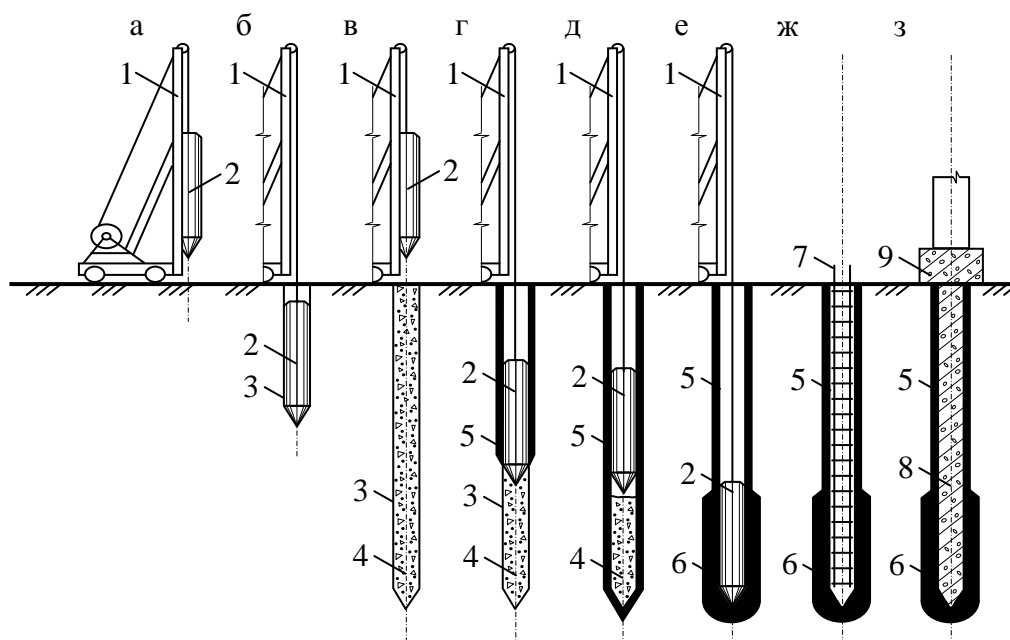


Рис. 5.9. Схема влаштування набивних паль за допомогою пневмопробійників: а – центрування пневмопробійника; б – пробивання свердловини; в – заповнення свердловини бетоном; г – влаштування бетонної оболонки; д, е – влаштування розширення; ж – установлення арматурного каркаса; з – готова палля з ростверком; 1 – стартовий пристрій; 2 – пневмопробійник; 3 – свердловина; 4 – бетон; 5 – бетонна оболонка; 6 – розширення; 7 – арматурний каркас; 8 – залізобетон; 9 – ростверк

Придніпровської ДАБА метод *гвинтового продавлювання свердловин* спіралеподібними снарядами. За допомогою приводу здійснюється обертання снаряда. Одночасно з обертанням на снаряд передається осьове зусилля, яке здійснюється вагою снаряду, бурової колони, приводу, а також привантаженням чи зусиллям, що утворюється натягненням канату спеціальною лебідкою. При зануренні снаряда ґрунт витискується в боки за рахунок спеціальної геометрії снаряда. Бетонування паль здійснюють за технологією виготовлення паль сухим способом. У слабких ґрунтах несучу здатність паль підвищують багаторазовою проходкою і заповненням свердловини ґрунтом, цементно-піщаною сумішшю, розчином. Свердловину заповнюють бетонною сумішшю з ущільненням. Перед бетонуванням у свердловину встановлюють арматурний каркас. Для занурення спіралеподібних снарядів використовують бурові установки з оберталним приводом БУК-600, СО-2 тощо. Швидкість проходження свердловин у глинистих ґрунтах з $I_L > 0,2$ складає 0,5–1,3 м/хв при осьовому зусиллі 30 кН. Із підвищенням значення показника текучості ґрунту швидкість проходження суттєво зростає.

Близький до методу гвинтового і спосіб улаштування паль *розкочуванням свердловин*.

5.3. РІЗНОВИДИ НАБИВНИХ ПАЛЬ

У 1899 р. під час будівництва Миколаївського костюлу в Києві інженер А.Е. Страус застосував уперше в Європі нову конструкцію фундаментів, які склалися з бетонних стовпів, розміщених у вертикальних свердловинах. Виготовлення цих фундаментів полягало в бурінні свердловин в обсадній трубі, нижня частина якої мала фрезу, і дальшому заповненні свердловин жорстким бетоном з одночасним витяганням обсадної труби. Цей процес супроводжувався постійним трамбуванням бетону, за рахунок чого після звільнення від оболонки він щільно заповнював свердловину. В шарах слабого ґрунту діаметр палі збільшувався, і тому вона мала неправильну форму.

Так виникли *набивні палі*. Замість трамбування почали використовувати стиснуте повітря або тиск від нагнітання води. Сучасні буронабивні палі відрізняються від інших тим, що їх виготовляють на місці будівництва в незакріпленій свердловині без використання будь-яких обсадних труб або у свердловині під захистом постійної чи тимчасової оболонки. Фундаменти на буронабивних палях потребують мінімального об'єму земляних робіт.

У незакріпленій свердловині буронабивні палі влаштовують передусім у маловологих глинистих ґрунтах. Буріння здійснюють без використання бурових розчинів. У результаті буріння можливе влаштування свердловин діаметром 400 – 1200 мм на глибину до 30 м. Короткі свердловини пробурюють ямкобурами. Якщо потрібне створення розширення в нижній частині свердловини або по її довжині, застосовують механічні розширювачі.

Після очищення забою від розпушеної породи у свердловину вміщують циліндричний арматурний каркас на всю довжину палі або на її частину. Далі за допомогою бетонолитної труби, довжина якої повинна бути на 20 – 50 см коротшою за довжину свердловини, безпосередньо з автобетонозмішувача або через приймальний бункер проводять бетонування. Використовують бетон класу В15 і вище з осіданням конуса 14 – 16 см. У міру бетонування трубу витягають із свердловини одночасно з ущільненням бетону вібраторами, які закріплюють на приймальній воронці бетонолитної труби. Після закінчення бетонування стовбура палі влаштовують верхню частину фундаменту залежно від конструкції стику несучих надземних конструкцій із ростверком (рис. 5.10).

Для збільшення несучої здатності палі іноді після буріння свердловини у

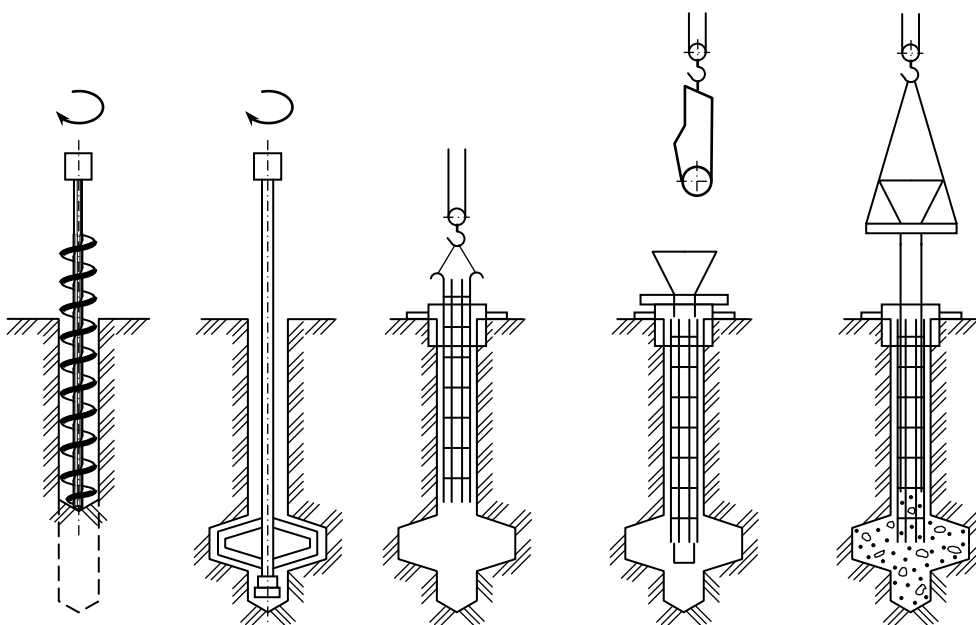


Рис. 5.10. Схема виготовлення буронабивних паль із розширеною п'ятою:

a – шнекове буріння; *b* – улаштування розширення механічним розширювачем; *в* – опускання арматурного каркаса; *г* – установлення бетонолитної труби; *д* – бетонування свердловини та витягання труби

вибій опускають вибухівку, а запальний шнур виводять нагору. Свердловину заповнюють пластичним бетоном і заряд підривають. Гази стискають ґрунт у вибої, утворюється порожнина, куди під власною вагою спрямовується бетон. Після тужавіння бетон з ущільненим навколо нього ґрунтом створює ядро, що разом зі стовбуром *камуфлетної* палі забезпечує велику несучу здатність.

Високого рівня механізації робіт досягають за допомогою обладнання, котре виготовляють фірми "Беното" та "Като". Воно дозволяє створити свердловину, використовуючи грейферний спосіб або роторне буріння. Обсадну трубу вдавлюють домкратами з одночасним її обертанням. Пухкі ґрунти із свердловини дістають дво- або триступковими грейферами. Щільні ґрунти розробляють із застосуванням шарошкового долота з періодичним очищенням забою механічним або гідравлічним способом. Палі "Беното" роблять діаметром 0,4 – 1,5 м і до 100 м завглибшки, а "Като" – діаметром 0,6 – 2 м і до 60 м завглибшки.

Технологія влаштування *буроін'єкційних пал* полягає в тому, що в основі будівель пробурюють спочатку короткі свердловини діаметром 150 – 250 мм для встановлення кондукторів, щоб запобігти витіканню суміші під час обпресовування. Після розміщення кондукторів, заповнення свердловини цементним розчином та дводобового вичікування пробурюють свердловини розрахунковим діаметром до проектної позначки з промиванням глинистим розчином. Далі встановлюють арматурні каркаси і через ін'єкційну трубу свердловину заповнюють розчином (цемент : пісок : вода – 1 : 1,18 : 0,65). Нарешті, ін'єктор виймають і в порожнину під тиском 0,3 – 0,4 МПа нагнітають розчин до устя свердловини.

Мокрим способом набивні палі влаштовують у нестійкому водонасиченому ґрунті. Буріння свердловин виконуються за допомогою бурової техніки з обертанням бурового снаряда або желонкою. Стінки свердловин закріплюють від руйнування глинистим розчином або надмірним тиском стовпа води. Стійкості стінок сприяє також поступове створення на них глинистої кірки. Після буріння та зачищення забою в свердловини опускають арматурні каркаси, а потім засобом ВПТ (вертикально пересувної труби) свердловини бетонують пластичним бетоном класу не менше ніж В25 з осіданням конуса 16 – 20 см.

Палі із закріпленням стінок свердловини глинистим розчином або палі із закріпленням стінок обсадними трубами використовують при прорізанні насипного, глинистого

м'якопластичного або текучого ґрунту, їх улаштовують завглибшки 15 – 30 м. Палі із закріпленням стінок свердловини обсадними трубами, які витягаються, використовують для будівництва на зсувних схилах, для фундаментів під обладнання, якщо на фундамент діють великі горизонтальні, у тому числі й сейсмічні, навантаження. Застосування набивних палей іноді є єдино можливим засобом фундування, наприклад при виконанні робіт поблизу від діючих будівель, на які неприпустимий динамічний вплив, за необхідності посилення фундаментів існуючих будівель, у стиснених умовах майданчика.

Несучу здатність набивних палей визначають як і для забивних (п. 5.4), але без урахування підвищення їх несучої здатності від ущільнення ґрунту. Крім того, розрахунковий опір піску під нижнім кінцем палі встановлюють залежно від розрахункового кута внутрішнього тертя (φ_I), діаметра та довжини палі. Розрахунковий опір глинистого ґрунту під нижнім кінцем палі встановлюють за тим же принципом, що і для забивних палей, з урахуванням того, що він значно менший через неможливість ущільнення ґрунту в забої. Коефіцієнт умов роботи палі за бічною поверхнею $\gamma_{cf} = 0,6 - 0,9$ залежно від типу ґрунту та виду палі.

5.4. ҐРУНТОЦЕМЕНТНІ ПАЛІ

Одним із ефективних напрямків зниження вартості фундаментобудування є використання у якості матеріалу ґрунтів, які залягають в основі будівель. Це досягають при використанні спеціальних технологій, за допомогою яких розпушують ґрунт безпосередньо у масиві без його виймання. Одночасно у розпушений ґрунт нагнітають цементну суспензію та виконують перемішування й ущільнення ґрунтоцементної суміші. Після тужавіння суміші за всією товщиною основи утворюється міцний ґрунтоцементний елемент, який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи можливо утворювати і у водонасиченому ґрунті, тобто нижче рівня ґрунтових вод. Досліди, які було проведено у часі, з визначення міцності ґрунтоцементу показали її зростання навіть через роки після виготовлення.

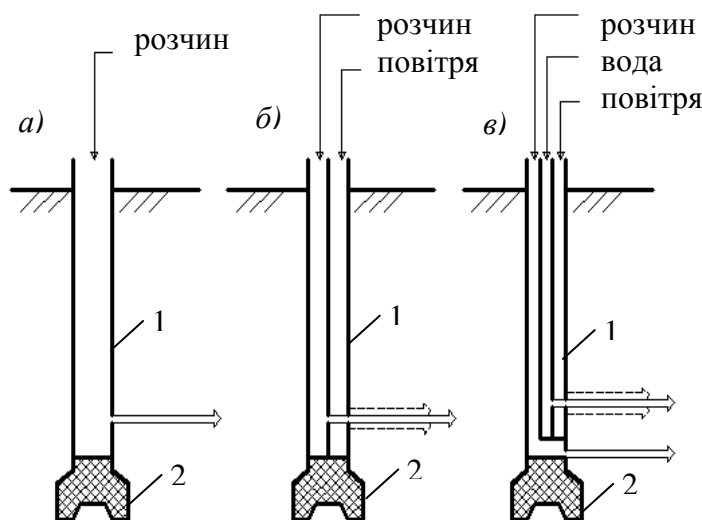


Рис. 5.11. Струминна технологія: а – однокомпонентна; б – двокомпонентна; в – трикомпонентна: 1 – сопло; 2 – долото

Струминна цементация (JET GROUTING) (рис. 5.11) оснований на використанні енергії високонапірного струменя (35-70 МПа), який одночасно руй-

нує і перемішує ґрунти з цементним розчином у режимі *mix-in-place* (перемішування на місці); після тужавіння суміші утворюється окремий циліндричний ґрунтоцементний елемент з достатньо високими механічними властивостями відносно ґрунту.

Суть *бурозмішувальної цементації* (рис. 5.12) полягає у тому, що у процесі буріння свердловини спеціальною буровою насадкою розпушують природний ґрунт без виймання його із свердловини. У зону руйнування крізь вертлюг, яким оснащено буровий станок, розчинонасосом нагнітають водоцементну суспензію, яку робочим органом ретельно перемішують із пухким ґрунтом.



Рис. 5.12. Комплект обладнання для цементації за бурозмішувальною технологією: 1 – бурова машина; 2 – розчинозмішувач; 3 – розчинонасос

Розпушування ґрунту, подавання цементного розчину і розмішування його з ґрунтом виконують за всією довжиною ґрунтоцементного елемента.

Бурозмішувальну цементацію застосовують переважно для закріплення мулистих та інших слабких глинистих ґрунтів текучої консистенції. Оскільки бурозмішувальний спосіб не пов'язаний з коефіцієнтом фільтрації ґрунтів, то він практично може бути використаний для закріплення всіх видів піщаних та глинистих порід. Виконання робіт по закріпленню

ґрунту бурозмішувальним способом складається з двох основних операцій: 1 – приготування закріплюючого водоцементного розчину; 2 – власне закріплення шляхом нагнітання цементного розчину в ґрунт та перемішування його з останнім за допомогою бурозмішувача.

Літературні дані свідчать, що фізико-механічні характеристики ґрунтоцементу, виготовленого безпосередньо в масиві ґрунту за струминним, бурозмішувальним та струминно-змішувальним методами і за умови подібних ґрунтів й однакового вмісту цементу, близькі між собою. Ці характеристики залежать від таких основних факторів: літології ґрунтів; вмісту та складу цементу; ступеня ущільнення ґрунтоцементної суміші; водоцементного відношення суміші (В/Ц); показника води рН; вмісту водорозчинних солей; наявності різних домішок; терміну тужавіння ґрунтоцементної суміші.

Залежність між міцністю на одновісне стиснення, R ґрунтоцементу і числом пластичності ґрунту I_p – лінійна. Із збільшенням числа пластичності ґрунту, тобто збільшення у ньому вмісту глинистої фракції, міцність ґрунтоцементу зменшується.

Співставлення модуля деформації і міцності ґрунтоцементів, які були виготовлені за бурозмішувальною технологією, подано на рис. 5.13.

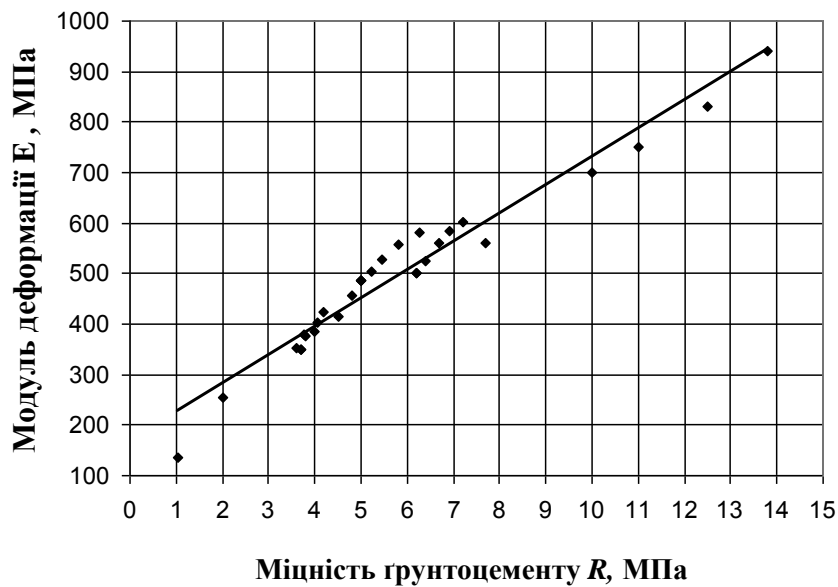


Рис. 5.13. Співставлення E та R для ґрунтоцементу, який виготовлений з різних ґрунтів і з різним вмістом цементу

Маємо лінійну залежність між модулем деформації та призмовою міцністю (5.1) при коефіцієнті кореляції $r = 0,976$.

$$E = 55,936 + 171,55 R. \quad (5.1)$$

Залежність (5.1) слід вважати інваріантною, тобто незалежною від літологічного складу ґрунту, із якого виготовляють ґрунтоцемент за бурозмішувальною технологією

Зараз існують досконалі методи виготовлення ґрунтоцементних паль, доведено довговічність роботи арматури в ґрунтоцементі, розроблені методи його ущільнення, широко використовують сучасні методи контролю за якістю виготовлення ґрунтоцементних паль (луно-метод, статичного зондування, колонкового буріння з проведенням необхідних лабораторних визначень на зразках). З іншої сторони, ґрунтоцементні палі більш економічні за бетонні, тому що на будівельний майданчик потрібно доставляти лише цемент і воду. Ґрунтоцементні палі більше технологічні, ніж будь-які набивні палі, особливо у нестійких ґрунтах. Для їх виготовлення не потрібні ні обсадні труби чи глинистий розчин, ні спеціальні буроін'єкційні новації. При виготовленні ґрунтоцементних паль, наприклад, бурозмішувальним способом, безпосередньо з поверхні дна котловану в габаритах палі утворюється важка ґрунтоцементна суміш, яка є надійною перепорою проникненню у цей простір пливунів та інших включень.

Розрахунок ґрунтоцементних паль проводять за ґрунтом і матеріалом палі, як це нормується для буронабивних паль. Слід враховувати той факт, що несуча здатність ґрунтоцементних паль значно підвищується за рахунок їх армування просторовими каркасами або прокатними профілями.

5.5. ВИЗНАЧЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ ПАЛЬ І ФУНДАМЕНТІВ

Несучу здатність паль і фундаментів визначають різними способами залежно від стадії розроблення проекту. У початковій стадії проектування несучу здатність фундаментів визначають за фізико-механічними характеристиками ґрунтів розрахунковим методом. При проведенні польових дослідних робіт на стадії розроблення робочого проекту використовують методи зондування та статичних випробувань пробних паль і фундаментів. У процесі занурювання паль при будівництві використовують метод динамічних випробувань.

Розрахунковий метод визначає складові загальної несучої здатності фундаменту (палі) за рахунок опору його підшви, опору тертя за бічною поверхнею та розпору ґрунту похилими гранями фундаменту:

$$F_d = \gamma_c \left[\gamma_{cR} RA + \sum h_i (\gamma_{cf} u_i f_i + u_{oi} i_p E_i k_i \zeta_r) \right], \quad (5.2)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи фундаменту в ґрунті; γ_{cR} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту під підшвою й уздовж бічної поверхні фундаменту, які враховують особливості його виготовлення; R і f_i – відповідно розрахунковий опір ґрунту під підшвою та за бічною поверхнею фундаменту; A – площа опирання фундаменту на ґрунт; h_i – товщина i -го шару ґрунту, дотичного до бічної поверхні фундаменту; u_i – зовнішній периметр i -го поперечного перерізу фундаменту; u_{oi} – сума розмірів сторін i -го поперечного перерізу фундаменту, які мають нахил до вертикалі; E_i – модуль деформації ґрунту i -го шару; k_i – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту; ζ_r – реологічний коефіцієнт.

Для деяких видів паль залежно від конструктивних особливостей, а також від інженерно-геологічних умов будівельного майданчика складові формули (5.2) втрачають своє практичне значення. Так, для паль із вертикальними гранями ($i=0$) формула (5.2) набуває вигляду

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} RA + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i). \quad (5.3)$$

Якщо в основі палі (фундаменту) залягають ґрунти високої несучої здатності, які практично не деформуються (такі палі називають *палями-стояками*), її несуча здатність визначається в основному першим членом і має вигляд

$$F_d = \gamma_c \gamma_{cR} RA. \quad (5.4)$$

Існують численні формули для визначення несучої здатності фундаментів різних форм. Однак при уважному аналізі їх можна звести до загального вигляду (5.2). Відмінність полягає лише в підході до визначення характеристик R , f , E та в урахуванні геометричних особливостей фундаменту і способу його влаштування. Так, для паль із розширенням (A – площа поперечного перерізу розширення), якщо воно утворене втрамбуванням жорсткого матеріалу, – $\gamma_{cR}=1,2$, вибуруванням – $\gamma_{cR}=0,8$, камуфлетним вибухом – $\gamma_{cR}=1,3$.

При визначенні розрахункового опору основи R залежно від глибини закладання фундаменту приймають відповідну розрахункову схему руйнування ґрунту. Для глибоких фундаментів і паль величини R та f відповідно до норм приймають за таблицями експериментальних значень.

$$F_u = \theta q_s^0 A \lambda_0 + 0,0117 u_i \sum_{i=1}^{i=n} q_s^i h_i \lambda_i \theta_{si} + 6 u_i \sum_{i=1}^{i=n} h_i \theta_{si}, \quad (5.5)$$

де θ , θ_{si} – коефіцієнти, що враховують характер деформацій в основі фундаментів, значення яких для їх різних видів установлені за статистичним аналізом результатів їх статичних випробувань і зондування ґрунту, зокрема для забивних.

Якщо з якихось причин осідання ґрунту, що оточує палю, перевищує осідання самої палі, то за її бічною поверхнею виникають сили тертя, спрямовані не вгору, як звичайно, а вниз, зменшуючи тим самим несучу здатність палі. Таке тертя називають *негативним*. Воно може виникати при: плануванні території підсипкою; тривалому навантаженні на підлогу, що влаштована по ґрунту; динамічному впливові на ґрунти, що здатні ущільнюватись (пухкі піски, тиксотропні ґрунти); наявності в межах глибини занурення палі шару дуже стисливого ґрунту, зокрема торфу (рис. 5.14); замоканні просадочних ґрунтів. Методика урахування негативних сил тертя за різних умов їх виникнення подана в п. 8.5.5 ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1. "Основи та фундаменти споруд".

Несучу здатність фундаментів і палей визначають за даними зондування, застосовуючи різні схеми його проведення. Існують способи зондування: динамічне, конусами-зондами, зондами з фіксованою муфтою тертя, великомасштабними палями-зондами тощо. Розглянемо визначення несучої здатності забивних призматичних палей за даними статичного зондування розширеним кінцевим наконечником. Опір ґрунту є узагальненою характеристикою механічних властивостей ґрунтів. Залежність між цією величиною і розрахунковим опором ґрунту у вістрі палі R представляють як

$$R = \lambda q_s, \quad (5.6)$$

де λ – перехідний коефіцієнт; q_s – опір ґрунту конуса.

Згідно з дослідженнями, величина λ коливається в досить широких межах і залежить від численних факторів, зокрема від виду ґрунту, його стану, параметрів зондувальної установки, способу занурювання (влаштування) палей тощо. Формулу для визначення поодинокого значення граничного опору палі-стояка за даними статичного зондування можна представити у вигляді

$$F_d = q_s^0 A \lambda, \quad (5.7)$$

де q_s^0 – опір ґрунту конуса в площині вістря палі, який визначають за графіком зондування як середню величину в інтервалі, розташованому на один діаметр палі вище і чотири діаметри нижче від позначки вістря палі; A – площа поперечного перерізу палі (розширення фундаменту).

Розрахунковий опір ґрунту за бічною поверхнею забивних палей f , як і розрахунковий опір ґрунту під нижніми кінцями R , є узагальненою характеристикою механічних властивостей ґрунту, й між ними існує однозначна залежність. За ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1 для пісків і глинистих ґрунтів ця залежність має вигляд (при коефіцієнті кореляції $r=0,98$)

$$f = 6 + 0,0117R. \quad (5.8)$$

На підставі виразів (5.2), (5.5), (5.7) формулу для визначення поодинокого значення

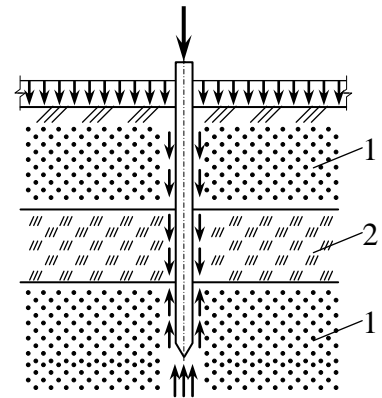


Рис. 5.14. Розвиток негативного тертя за бічною поверхнею палі: 1 – піщаний ґрунт середньої щільності; 2 – шар торфу

граничного опору фундаментів, які виготовляють без виймання ґрунту, за статичним зондуванням розширеним наконечником можна записати як

$$F_u = \theta q_s^0 A \lambda_0 + 0,0117 u \sum_{i=1}^{i=n} q_s^i h_i \lambda_i \theta_{si} + 6 u_i \sum_{i=1}^{i=n} h_i \theta_{si}, \quad (5.9)$$

де θ , θ_{si} – коефіцієнти, що враховують характер деформацій в основі фундаментів, значення

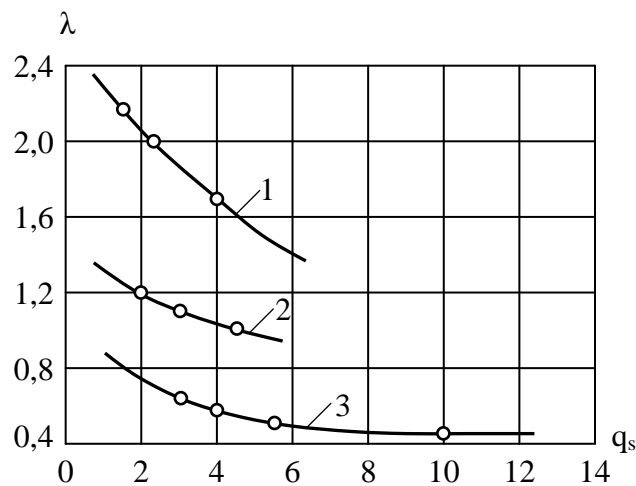


Рис. 5.15. Криві залежності $\lambda=f(q_s)$: 1 – суглинки та глини; 2 – супісок; 3 – пісок

яких для їх різних видів установлені за статистичним аналізом результатів їх статичних випробувань і зондування ґрунту; зокрема для забивних призматичних паль θ і θ_{si} дорівнюють одиниці, для фундаментів у пробитих свердловинах $\theta=0,1 \dots 0,25$, а $\theta_{si}=0,7 \dots 1,0$ залежно від значення q_s ; u – периметр поперечного перерізу палі, м; λ – перехідний коефіцієнт для кожного шару ґрунту в межах довжини палі; q_s^i – опір кожного шару ґрунту в межах довжини палі, кПа; n – кількість несучих шарів ґрунту в межах довжини палі.

На рис. 5.15 подані графіки залежності коефіцієнта λ від q_s і типу ґрунту, що встановлені за результатами паралельних випробувань ґрунтів зондуванням і статичних випробувань паль у центральній частині України.

Несуча здатність F_d палі за статичним зондуванням дорівнює

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^{i=n} F_u}{n \gamma_g}, \quad (5.10)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; $\gamma_c=1$; γ_g – коефіцієнт надійності; n – число точок зондування (не менше ніж 6).

Статичні випробування фундаментів згідно з ДСТУ Б В.2.1-27: 2010 "Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань" проводять для визначення їх несучої здатності в ґрунтових умовах будівельного майданчика. Випробування полягає в ступінчастому завантаженні фундаменту вертикальним (горизонтальним, моментним) навантаженням і вимірюванні відповідної деформації.

Кожен ступінь навантаження витримують до умовної стабілізації деформації фундаменту. Регламент умовної стабілізації деформації встановлюється стандартами на статичні випробування. Навантаження звичайно проводять одним із двох способів: безпосереднім навантаженням фундаменту тарованими за масою вантажами (рис. 5.16) або гідравлічним домкратом з упором у платформу з навантаженням, що перевищує припустиме навантаження на фундамент.

Результати статичних випробувань фундаментів представляють у вигляді графіків залежності осідання з часом для кожного ступеня навантаження (рис. 5.17). За ними можна судити про характер затухання осідання з часом.

Згідно зі стандартами, несучу здатність фундаменту за даними статичних випробувань визначають з урахуванням графіка залежності осідання – наван-

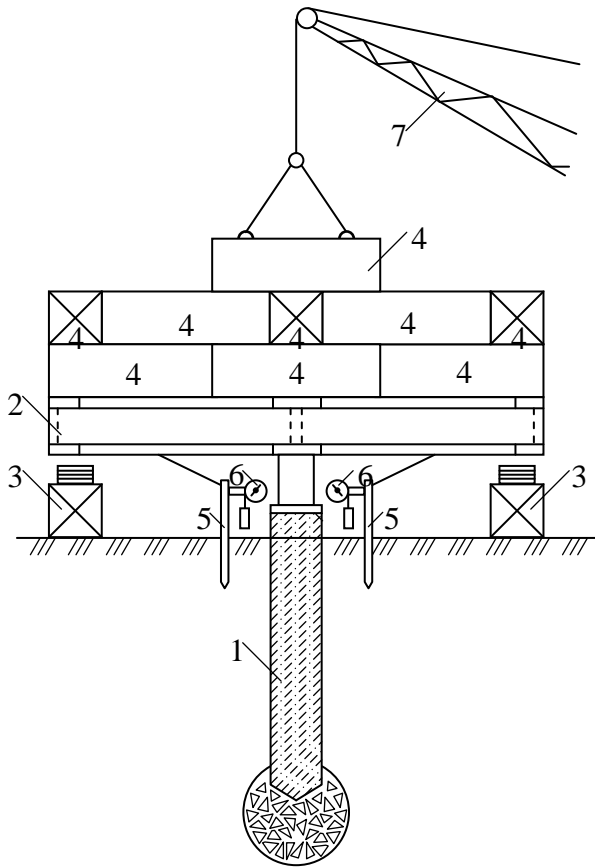
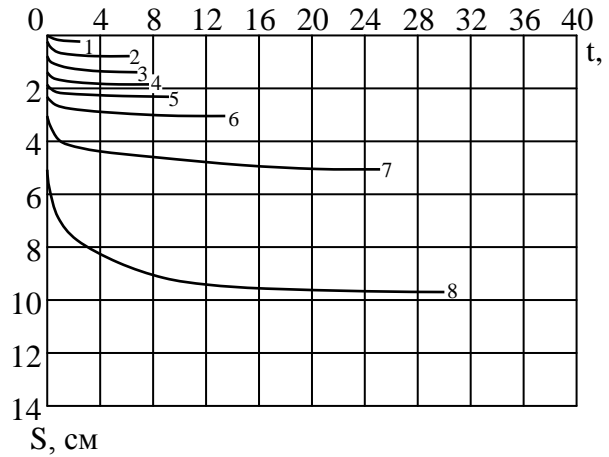


Рис. 5.16. Схема статичного випробування фундаменту:

1 – фундамент; 2 – вантажна платформа; 3 – страховальні упори; 4 – таровані вантажі; 5 – реперна система; 6 – прогиномири; 7 – кран

Рис. 5.17. Криві залежності осідання фундаменту з часом за даними статичних випробувань при різних навантаженнях:

1 – 100 кН; 2 – 200 кН; 3 – 300 кН; 4 – 400 кН; 5 – 500 кН; 6 – 600 кН; 7 – 700 кН; 8 – 800 кН



таження (рис. 5.18). При осіданні $\Delta = \zeta S_u$, де коефіцієнт ζ , що враховує можливість збільшення осідання фундаменту при роботі його в куці, а також у часі; S_u – граничне осідання для конкретного виду споруди. Залежно від критерію стабілізації осідання при випробуваннях фундаментів, а також з урахуванням їх сумісної роботи ζ може змінюватись від 0,2 до 1.

На рис. 5.19 показані випробування опори ЛЕП із конічною фундаментною частиною А.А. Коршак, А.М. Шаммазовною на дію моментного наванта-

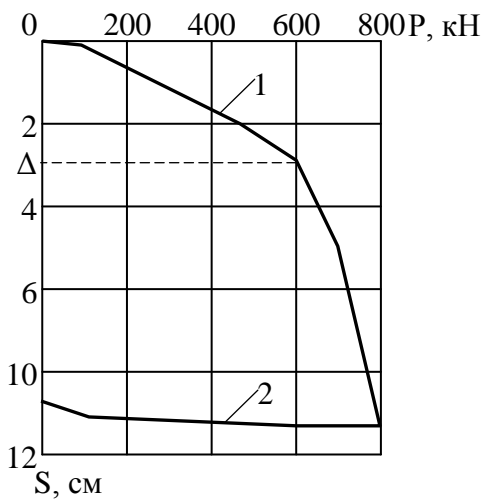


Рис. 5.18. Криві залежності осідання від навантаження за даними статичних випробувань: 1 – завантаження; 2 – розвантаження

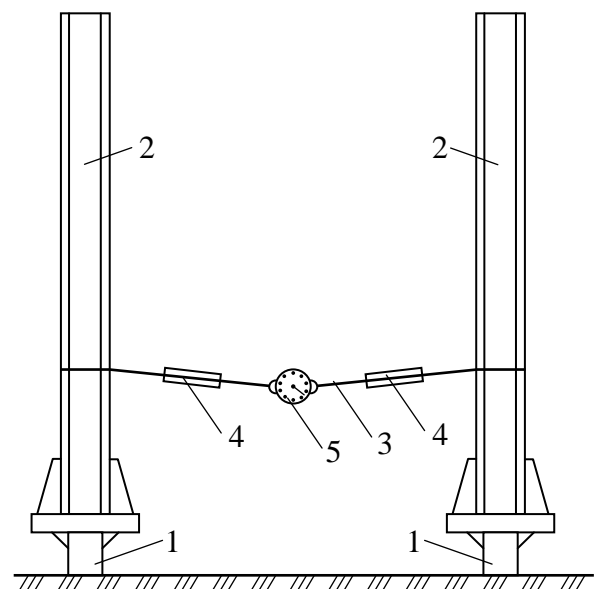


Рис. 5.19. Випробування фундаментів на дію моментного навантаження: 1 – опора; 2 – щогли; 3 – трос; 4 – тальреп; 5 – динамометр

ження. Навантаження створюють тросом, який закріплюють до двох опор і натягують гвинтовим пристроєм.

Динамічні методи визначення несучої здатності палі використовують як спосіб контролю в період будівництва. Вони ґрунтуються на принципі рівності роботи, що відбувається при ударі молота або трамбівки, і роботи для подолання опору ґрунту занурюванню фундаменту. Прототипом цих методів можна вважати формулу М.М. Герсеванова (1917), у якій робота по забиванню палі QH розкладається на три складові: робота на ”заглиблення палі“ $F_u S_a$; робота, що витрачається на ”пружні деформації“ Qh ; ”втрачена робота“ αQH :

$$QH = F_u S_a + Qh + \alpha QH, \quad (5.11)$$

де Q – вага молота (трамбівки); H – висота його (її) скидання при останньому ударі; h – висота підскакування молота (трамбівки) після вдару; α – коефіцієнт, котрий визначає частину втраченої енергії (наприклад, на перетворення частини енергії удару в теплову, руйнування голови палі тощо).

Після ряду припущень і перетворень із цього рівняння отримана формула ДСТУ Б В.2.1-27: 2010 для визначення граничного опору палі за результатами її випробування динамічним навантаженням, яка має вигляд

$$F_u = \frac{\eta AM}{2} \sqrt{1 + \frac{4E_d}{\eta AS_a} \frac{m_1 + \varepsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}}, \quad (5.12)$$

де η – коефіцієнт, що залежить від гнучкості матеріалу фундаменту; A – площа поперечного перерізу фундаменту; M – коефіцієнт, що враховує спосіб занурювання фундаменту; E_d – розрахункова енергія удару молота (трамбівки, віброзанурювача); S_a – відказ фундаменту; m_1 – вага молота; ε – коефіцієнт поновлення удару; m_2 – вага фундаменту й наголовника; m_3 – вага підбабка.

Відказом називається величина занурювання палі від одного удару молота. При роботі з віброзанурювачем – це величина занурювання палі за хвилину його роботи, а при пробиванні свердловини (котловану) чи втрамбовуванні щебеню – величина занурювання трамбівки при її падінні з фіксованої висоти.

Несучу здатність палі і фундаментів за результатами їх статичних і динамічних випробувань визначають за формулою

$$F_d = \gamma_c \frac{F_{u,n}}{\gamma_g}, \quad (5.13)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи; γ_g – коефіцієнт надійності для ґрунту.

Під ”відпочинком“ палі і фундаментів, які виготовляють без виймання ґрунту, звичайно розуміють період, що починається з моменту влаштування й характеризується зміною їх несучої здатності. Досвід зведення цих фундаментів і палі показав, що їх опір у м'яких та пилюватих пісках із часом зменшується, у глинистих ґрунтах – зростає й лише в крупних пісках залишається незмінним.

У піщаних ґрунтах при забиванні фундаментів різко зростає їх опір занурюванню, аж до повного їх зупинення. Цей опір створює помилковий відказ. Через деякий час (3–6 діб) при повторному забиванні виявляється збільшення відказу порівняно з величиною в кінці забивання фундаменту до ”відпочинку“. У цей період несуча здатність знижується в кілька разів. Якщо не врахувати

явище помилкового відказу при випробуваннях фундаментів, це може призвести до серйозних ускладнень при будівництві та експлуатації споруди.

У водонасичених глинистих ґрунтах при занурюванні фундаментів і трамбівок відбуваються явища, пов'язані із втратою їх міцності. У результаті фундамент занурюють у ґрунт легко при відказах, які набагато перевищують проектні. Після "відпочинку" фундаментів протягом 3–4 тижнів їх несуча здатність зростає у 2–4 рази. Явище помилкового відказу при занурюванні фундаментів у водонасичені глинисті ґрунти відбувається через руйнування структури навколишнього ґрунту в межах зони впливу. Після припинення динамічних впливів відбувається поновлення зворотних структурних зв'язків, а оскільки процесу розрідження відповідає зміцнення за рахунок збільшення щільності складу, то опір збільшується порівняно з ґрунтом природного складу.

Щодо природи зміцнення глинистого ґрунту з часом навколо паль є кілька тверджень: а) *механічне розсмоктування водної плівки*, яка утворюється під час заглиблення на бічній поверхні палі; б) *процес консолідації навколишнього ґрунту*, котрий пов'язаний з розсіюванням порового тиску, що виникає при заглибленні палі; в) *тиксотропні процеси*, які відбуваються в ґрунті навколо палі; г) за сучасними міркуваннями динамічне знеміцнювання ґрунту зони впливу, що виникає при влаштуванні фундаментів, є *синтезом тиксотропного*, характерного для тонкодисперсних водонасичених глин із коагуляційним типом контактів між частинками, *та гравітаційного*, характерного для чистого піску, руйнування з наступним відновленням ґрунтових зв'язків (за В.І. Осиповим – "пливунне розрідження ґрунту") *процесів*. Зміцнення глинистого ґрунту навколо фундаментів, які виготовляють без виймання ґрунту, відразу після їх улаштування носить переважно тиксотропний характер, а наступне повільне зростання міцності ґрунту пов'язане з розвитком гравітаційних процесів.

5.5. ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Пальові фундаменти сприймають навантаження від споруди і передають їх на основи частково силами тертя і зчеплення, що виникають за їх бічною поверхнею. У результаті дій цих сил осьові зовнішні навантаження передаються на деякий ґрунтовий конус, а від нього – на колову горизонтальну площадку, де вона підсумовується з напругами, що передаються на ґрунт подошвою фундаменту (рис. 5.20, а). Епюра стискуючих напруг у ґрунті показує, що напруги помітно знижуються в міру віддалення від центра подошви фундаменту. Залежно від розміру проміжку між сусідніми палями епюри стискуючих напруг можуть дотикатися або накладатися одна на одну; в останньому випадку напруги в ґрунті будуть зростати.

Питання стійкості і деформативності ґрунту в основах паль розглядають з урахуванням відстані між ними. При аналізі роботи кушів паль можна відзначити, що при рідкому розташуванні паль ділянки напруженого стану ґрунту не перекривають одна одну. У площині вістря паль вони мають вигляд кругів, які не перетинаються. Це вказує на те, що кожна паля працює самостійно.

При густому розташуванні паль (рис. 5.20, б) ділянки напруженого стану

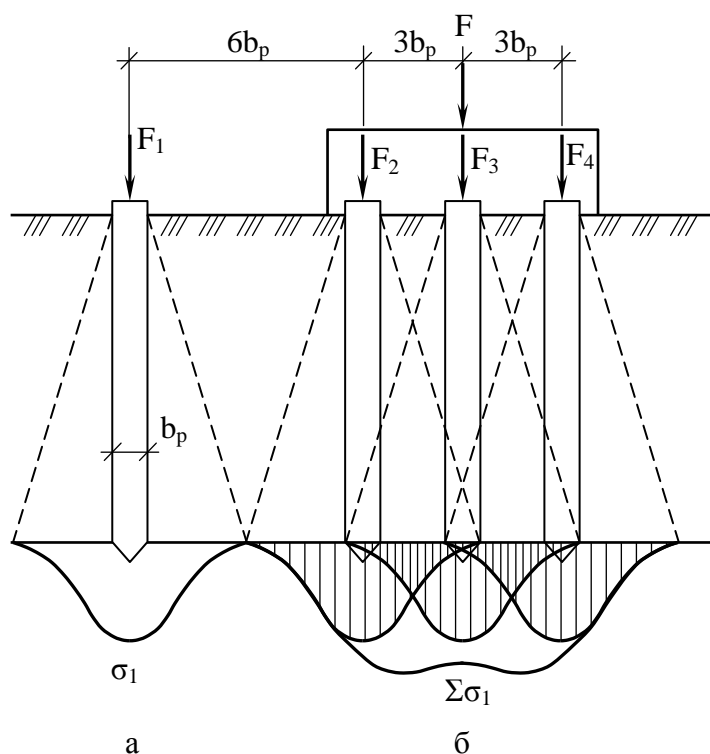


Рис. 5.20. Епюри напружень в основі фундаменту:
 а – поодинокі палі; б – куці палі

перекривають одна одну, а напруги в ґрунті, що виникають під кожною палею, складаються з напругами, що передаються сусідніми палями. Таке розміщення палей у куці сприяє розвитку в площині їх нижніх кінців напруг більших, ніж напруги під окремою палею.

При деякому проміжку між палями епюри вертикальних напруг у площині їх нижніх кінців тільки торкатимуться одна одної, а всі фундаменти куца працюватимуть як поодинокі. Чим довші палі, тим більшим повинен бути проміжок між ними, щоб створити умови їх роботи як одиночних. Оскільки напруги під куцем фундаментів при звичайних умовах вищі, ніж

у одиночного, а розміри в плані області напруженого стану в куца більші, то осідання такого куца значно більше за осідання одиночної палі.

Розглянемо ще одну особливість сумісної роботи палей у куці (рис. 5.20). Якщо проведено випробування навантаженням палей до влаштування ростверку, то їхній опір матиме таке співвідношення: $F_1 < F_2 < F_3$. Це пояснюється тим, що паля 2 частково, а паля 3 – з усіх боків затиснуті навколишнім ґрунтом у процесі влаштування сусідніх фундаментів. При цьому навантаження через палею 3 передається на сусідні палі, оскільки області напруженого стану в ґрунті від розвитку сил тертя накладаються. Це підтверджується осіданням ненавантажених палей. Чим менша відстань між палями, тим більша різниця між F_1 і F_3 .

Усі ці положення справедливі до влаштування ростверку, який зумовлює сумісну роботу палей у куцах. Випробування куца в цілому показує, що середній опір палі в куці менший за опір одиночної палі: $F_1 < F_3$.

Проведені широкі дослідження куців палей у різних умовах дали можливість зробити висновки: при однакових навантаженнях осідання одиночної палі завжди менше, ніж куца; величина осідання куца не залежить від форми фундаментів у плані; зі збільшенням відстані між палями осідання куца зменшується; експериментальні дослідження показали, що для палей довжиною до 10 м відстань у $6b_p$ забезпечує роботу палі у куці як одиночної, однак при проектуванні куців з палей постійного поздовжнього профілю (наприклад, призматичних і циліндричних) мінімальну відстань між ними приймають $3b_p$; у піщаних ґрунтах нерідко трапляються випадки, коли окремі палі досить легко занурюють на проектну позначку, а палею в куці занурити стає неможливо, що свідчить про недостатність відстані в $3b_p$ для піщаних ґрунтів.

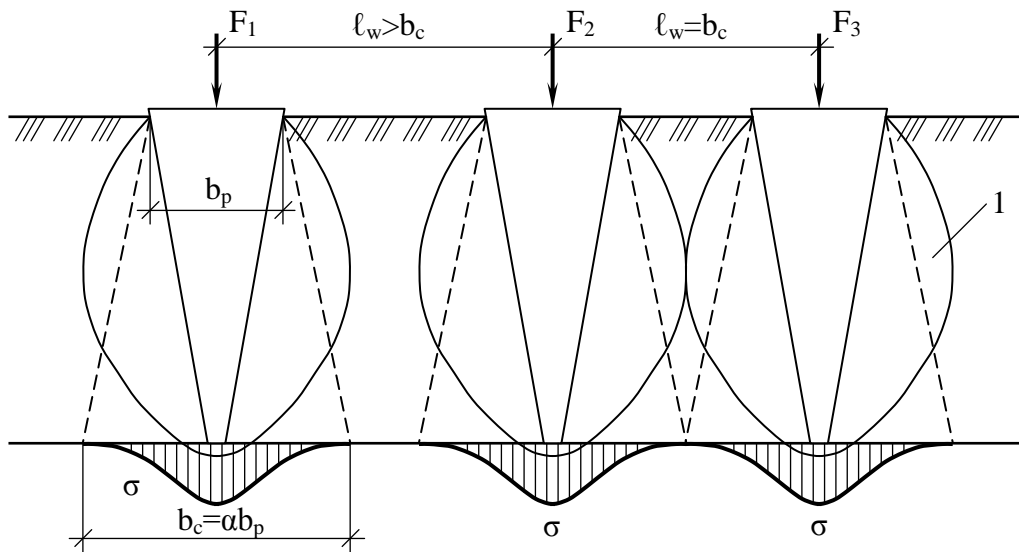


Рис. 5.21. Схеми сумісної роботи пірамідальних палей:
1 – зона ущільнення

На рис. 5.21 показано принцип сумісної роботи коротких пірамідальних палей. Експериментально доведено, що взаємодіють палі тоді, коли їх зони ущільнення перетинаються. Ця взаємодія проявляється, наприклад, у тому, що при занурюванні палі сусідня, раніше заглиблена, паля начебто виштовхується з ґрунту на 5–15 см залежно від відстані між ними. Тому при визначенні мінімально допустимої відстані між палями спочатку розраховують діаметр зони ущільнення $b_c = \alpha b_p$, де α – коефіцієнт, що залежить від кута внутрішнього тертя ґрунту за закономірністю, встановленою В. Г. Березанцевим.

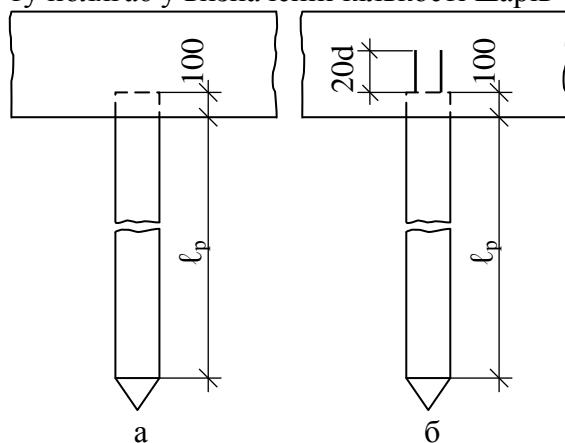
При проектуванні палевих фундаментів рекомендується така послідовність:

1. Оцінюють інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови майданчика.
2. Визначають величини навантаження на фундамент і встановлюють їхні невідповідні сполучення.
3. Вибирають типи й розміри палей, які конкурентоспроможні у даних умовах.
4. Розраховують кожний варіант фундаменту в такій послідовності:
 - 4.1. Визначають глибину закладання ростверку, здійснюють вертикальну прив'язку палі.
 - 4.2. Визначають вертикальне розрахункове навантаження, що допускається на палю цього типу.
 - 4.3. Визначають горизонтальне розрахункове навантаження, що допускається на палю.
 - 4.4. Визначають необхідну кількість палей у куці за умови дії окремо вертикального і горизонтального навантажень. Приймають попередню кількість палей у куці за більшою величиною.
 - 4.5. Визначають мінімально допустиму відстань між сусідніми палями.
 - 4.6. Конструюють ростверк за розмірами надфундаментної конструкції та мінімально допустимої відстані між сусідніми палями.
 - 4.7. Перевіряють фактичні вертикальні і горизонтальні навантаження на найбільш навантажену палю у куці. За необхідності уточнюють їх кількість.
 - 4.8. Розраховують деформації палевого фундаменту.
5. Порівнюють варіанти фундаментів і вибирають найефективніший.
6. Розраховують фундаменти в характерних перерізах будівлі, що проектується, за вибраним варіантом у послідовності п. 4.
7. Оформляють графічну частину, яка включає: інженерно-геологічний розріз із контурами споруди, схему розташування палей із порядковими номерами їхнього влаштування в масштабі 1:100, 1:200, 1:400; схему розміщення ростверків у тих же масштабах; окремі проєкції розгортки фундаментів у масштабі 1:50; специфікації фундаментів, примітки.
8. Розробляють основні положення щодо проведення робіт при влаштуванні фунда-

ментів: вибирають механізми для проведення земляних робіт, улаштування фундаментів, їх бетонування й монтажу; визначають проектний відказ забивних паль; дають рекомендації щодо лідирування або підмивання при влаштуванні фундаментів тощо.

9. Розробляють заходи щодо охорони навколишнього середовища: збереження й використання родючого шару землі, що порушується в межах будівельного майданчика; забезпечують оптимальні режими роботи й обслуговування машин і механізмів; вибирають для розігрівання ізоляційні інвентарні установки, що виключають забруднення повітря; обґрунтовують раціональну витрату води для потреб будівництва; вибирають конструктивні й технологічні рішення, які дозволяють скоротити витрати цементу, металу, енергоресурсів.

Алгоритм розрахунку пальових фундаментів. 1. Глибину закладання ростверку приймають з конструктивних міркувань. Можливість морозного здимання ґрунтів можна нейтралізувати підсіпкою проти піднімання, а частину небудівельних ґрунтів під ростверком пройтати за рахунок збільшення довжини ствола палі. Вертикальна прив'язка пальового фундаменту полягає у визначенні кількості шарів основи та їх товщі в межах глибини його закладання.



Довжину ствола палі призначають за відповідними технічними умовами і стандартами.

При цьому враховують конструкцію з'єднань палі з ростверком. Якщо палі сприймають лише центрально прикладені вертикальні навантаження і занурені у ґрунти, що оцінюються як придатні природні, то з'єднання приймають шарнірними, тобто голову палі замурують у ростверк на 0,1 м (рис. 5.22, а).

Якщо ж палі сприймають позакентрові, висмикуючі навантаження або занурені в слабкі ґрунти, потрібне їхнє жорстке з'єднання з ростверком. Цього досягають замуруванням у ростверк випусків робочої арматури палі. Для забивних призматичних паль розбивають оголовок на необхідну довжину (рис. 5.22, б).

Рис. 5.22. Конструкції з'єднання фундаменту з ростверком:
а – шарнірна; б – жорстка

2. Визначають розрахункове вертикальне навантаження, що допускається на палю,

$$P_v = F_d / \gamma_c, \quad (5.14)$$

де γ_c – коефіцієнт надійності, який приймають 1–1,75, залежно від способу визначення несучої здатності, конструкції ростверку, кількості паль у ростверку; F_d – несуча здатність палі, яку визначають одним із розглянутих вище способів.

3. Визначають розрахункове горизонтальне навантаження, що допускається на палю

$$P_h = F_{dh} / \gamma_c, \quad (5.15)$$

де F_{dh} – несуча здатність палі на дію горизонтального навантаження, що встановлюють розрахунком або випробуваннями при дотриманні умов розрахунку за граничними станами.

4. Кількість паль у куцах попередньо визначають за формулами:

при дії вертикальних навантажень

$$n_v = \frac{N + 0,1N}{P_v} m, \quad (5.16)$$

де N – сумарне розрахункове вертикальне навантаження на куц; $m \geq 1$ – коефіцієнт, що враховує позакентрове навантаження фундаменту;

при дії горизонтального навантаження

$$n_h = H / P_h, \quad (5.17)$$

де H – сумарне горизонтальне навантаження на куц; для конструювання ростверку приймають більше із двох значень n_v або n_h .

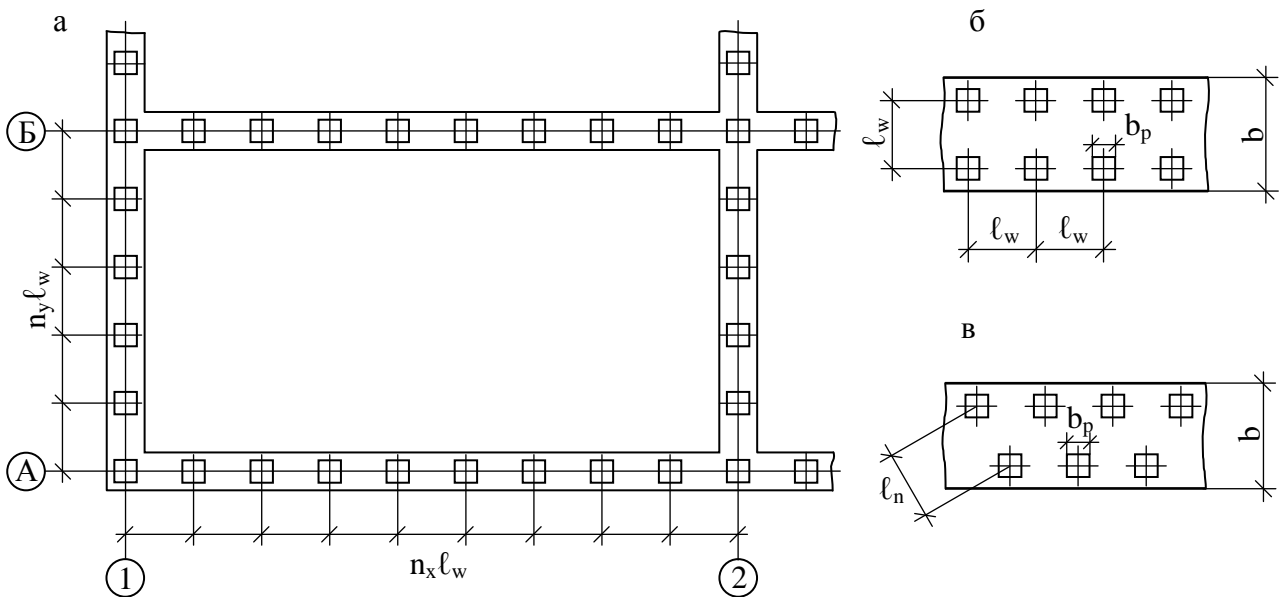


Рис. 5.23. Конструкції стрічкових ростверків із розміщенням паль: а – однорядним; б – дворядним; в – шаховим

5. Мінімальну відстань між сусідніми палями встановлюють залежно від конструкції паль і умов їхньої спільної роботи з ґрунтом.

6. Конструювання ростверків проводять з урахуванням таких положень: їх розміри в плані слід визначати, виходячи з мінімально допустимої відстані між палями $l_w = l_{min}$, якщо вони не лімітуються розмірами надфундаментної конструкції; при дії значних моментів і горизонтальних сил вирівнювання навантажень на палі можна досягти зміною величини l_w в межах ростверку; під стіни будівель встановлюють стрічкові ростверки з однорядним, багаторядним або у шаховому порядку розташуванням паль (рис. 5.23); при однорядному розташуванні паль у стрічковому ростверку відстань між ними визначають за формулою

$$l_w = P_v / N, \quad (5.18)$$

де N – сумарне погонне навантаження на ростверк; розміри у плані ростверку, що окремо стоїть, визначають за формулою

$$a(b) = l_w(n - 1) + b_p + 0,1, \quad (5.19)$$

де n – кількість паль у ряду в напрямі сторін а чи b (рис. 5.24); b_p – діаметр стовбура палі; мінімальне звисання ростверку (відстань від бічної поверхні палі до краю ростверку) 5 см; висоту ростверку визначають із конструктивних міркувань (умов його роботи за міцністю і деформаціями, типу надфундаментної конструкції тощо); армування ростверку слід проводити відповідно до вимог проектування залізобетонних конструкцій.

7. Розрахунок пальового фундаменту за першим граничним станом завершують перевіркою фактичного навантаження на палю;

при дії вертикального навантаження

$$P_{fv} = \frac{N}{n} + \frac{M_x \cdot y}{\sum y_i^2} + \frac{M_y \cdot x}{\sum x_i^2} \leq P_v, \quad (5.20)$$

де N , M_x , M_y – відповідно сумарні розрахункові стискуюча сила й моменти відносно головних центральних осей x та y в плані ростверку і паль у площині підшви ростверку; n – число паль у ростверку; x_i , y_i – відстані від головних осей до осі кожної палі; x , y – відстані від головних осей до осі палі, для якої визначають фактичне навантаження;

при дії горизонтального навантаження

$$P_{fh} = H / n \leq P_h, \quad (5.21)$$

де H – сумарна горизонтальна сила.

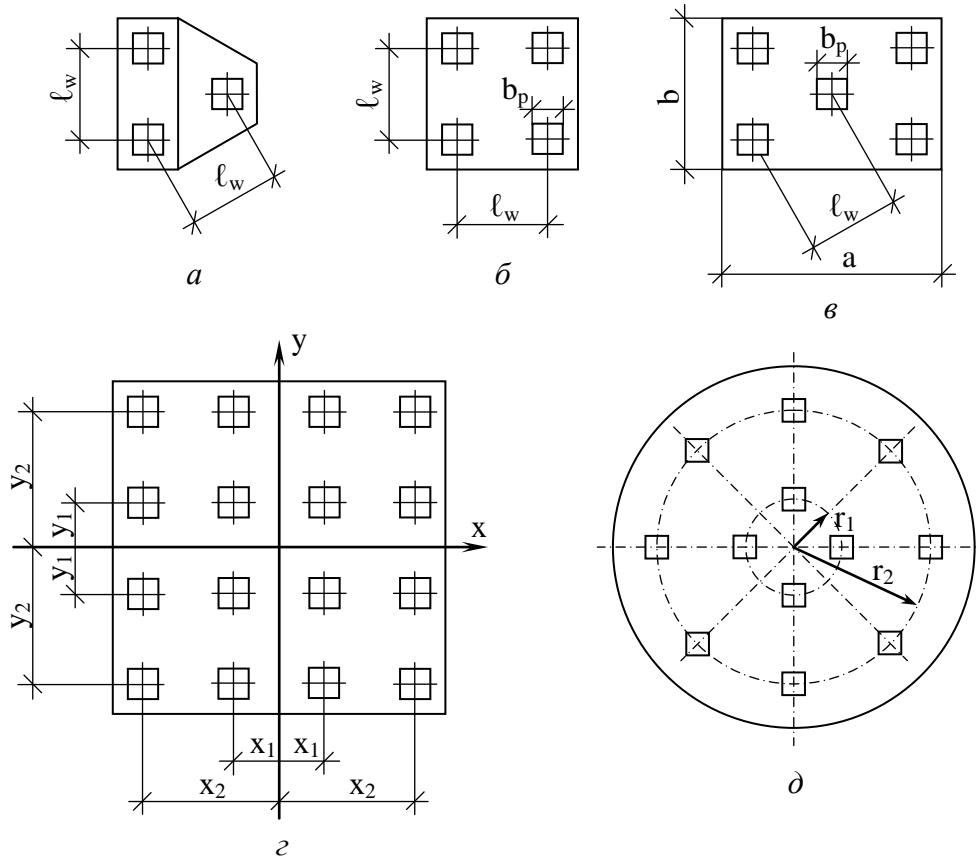


Рис. 5.24. Конструкції окремих ростверків:
 а – з трьох палей; б – із чотирьох палей; в – із п’яти палей; з – із багатьох палей;
 д – кільцеве розміщення палей

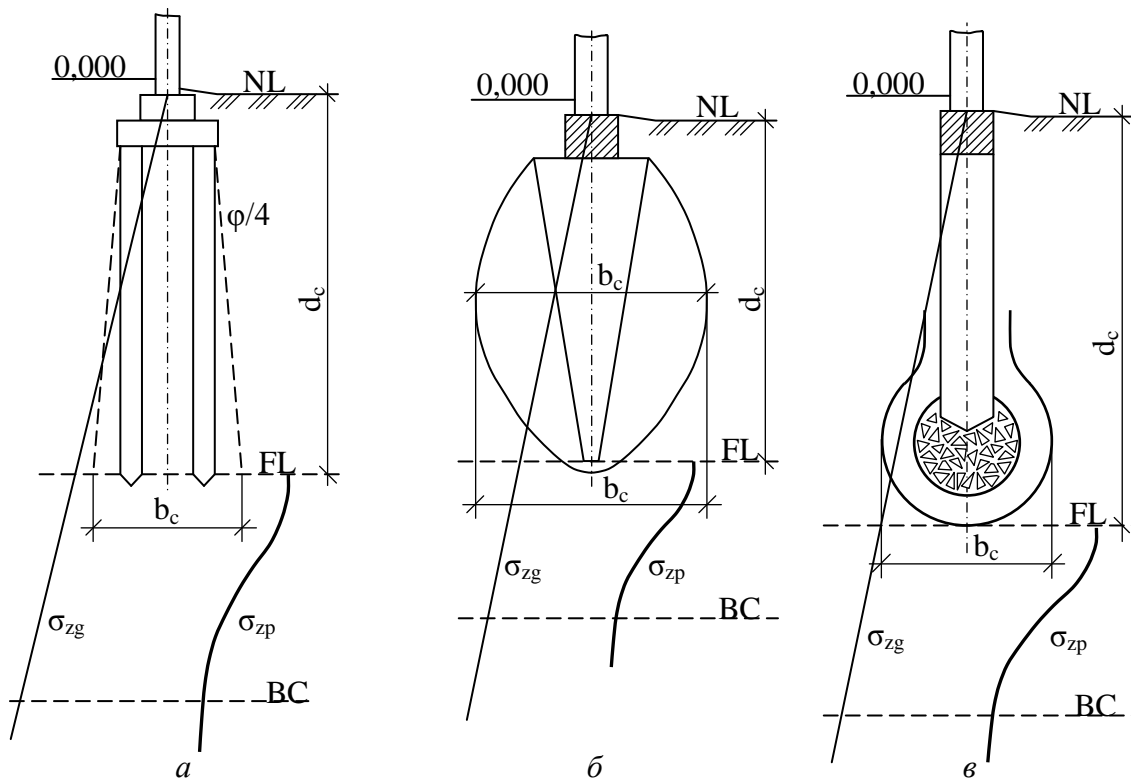


Рис. 5.25. Схеми для розрахунку осідання фундаментів:
 а – куца палей; б – пірамідальної палей; в – палей в пробитій свердловині

Звичайно перевірку фактичного навантаження проводять тільки для найбільш навантажених паль, тобто для тих, які розміщені на найбільшій відстані від відповідних осей.

8. Розрахунок осідань одиночних паль (або їх кушів) виконують для умовного масиву "грунт – фундамент". Зовнішні межі масиву визначають за оцінкою параметрів зони впливу, а саме тієї її частини, в котрій відбуваються структурні зміни в ґрунті (зони ущільнення).

Для куша паль приймають розрахункову схему, наведену на рис. 5.25, а, що враховує особливості напруженого стану ґрунту при їхній сумісній роботі. На рис. 5.25, б показана розрахункова схема для визначення осідання одиночної пірамідальної палі. Обрис меж зони ущільнення визначається поздовжнім профілем фундаменту. Приймають, що площа умовного фундаменту дорівнює площі кола діаметром, відповідним діаметру зони ущільнення. Підшву фундаменту приймають у рівні вістря палі, аналогічно фундаменту в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню (рис. 5.25, в).

Якщо перед проектувальником стоїть задача вибору фундаментів під багатопверхові чи висотні будинки, важкі споруди баштового типу, котрі до того ж мають обмежені розміри в плані, на майданчиках з несприятливими ґрунтовими умовами, то найбільш економічним, а подеколи чи не єдиним варіантом є суцільне пальове поле (рис. 5.24, з). Звичайно палі в ньому об'єднують суцільною монолітною плитою, утворюючи плитно-пальовий фундамент.

5.6. ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

У сучасному будівництві досить часто виникає необхідність у спорудженні будівель та конструкцій на значній глибині або фундаментів під унікальні важкі опори. Це різноманітні насосні станції державного господарства, станції метро, фундаменти висотних будинків, опори мостових переходів тощо.

Крім того, спорудження заглиблених приміщень у більшості випадків потрібно вести в складних умовах, на ділянках з високим рівнем ґрунтової води. Все це спонукає до використання особливих типів *глибоких фундаментів*, спорудження яких у відкритих котлованах неможливе. Глибокі фундаменти істотно відрізняються від фундаментів, котрі будують у відкритих котлованах за характером своєї роботи. Передусім попереднє розроблення ґрунту в котлованах тут не потрібне. Крім того, робота глибокого фундаменту виключає можливість випирання ґрунту на поверхню з-під подошви і, навпаки, дозволяє врахування сил тертя по бічній поверхні, завдяки чому несуча здатність фундаменту зростає. Нарешті, умови роботи таких фундаментів дають можливість передавати на них дуже велике горизонтальне навантаження та значні згинальні моменти.

Серед глибоких фундаментів із співвідношенням глибини закладання і ширини подошви $d/b > 2-2,5$ найбільшого поширення з давнього часу одержали опускні колодязі та кесони. *Опускні колодязі* (рис. 5.26) виконують полегшеної конструкції у вигляді циліндричних, збірних залізобетонних, тонкостінних оболонок або масивними з каменю, бетону чи залізобетону.

Масивні колодязі споруджують на поверхні ділянки або штучного острова, якщо йдеться про будівництво опори мосту в акваторії. Колодязі у плані можуть бути круглими або у вигляді еліпсів, овалів. Це пов'язано з тим, що в незаокруглених кутах споруди виникає нерівномірна концентрація сил тертя, яка ускладнює опускання колодязя. Спочатку на підкладках устанавлюють опалубку, арматуру, а потім бетонують нижню частину колодязя, що називається ножем або консоллю. Залежно від призначення колодязя, а також від фі-

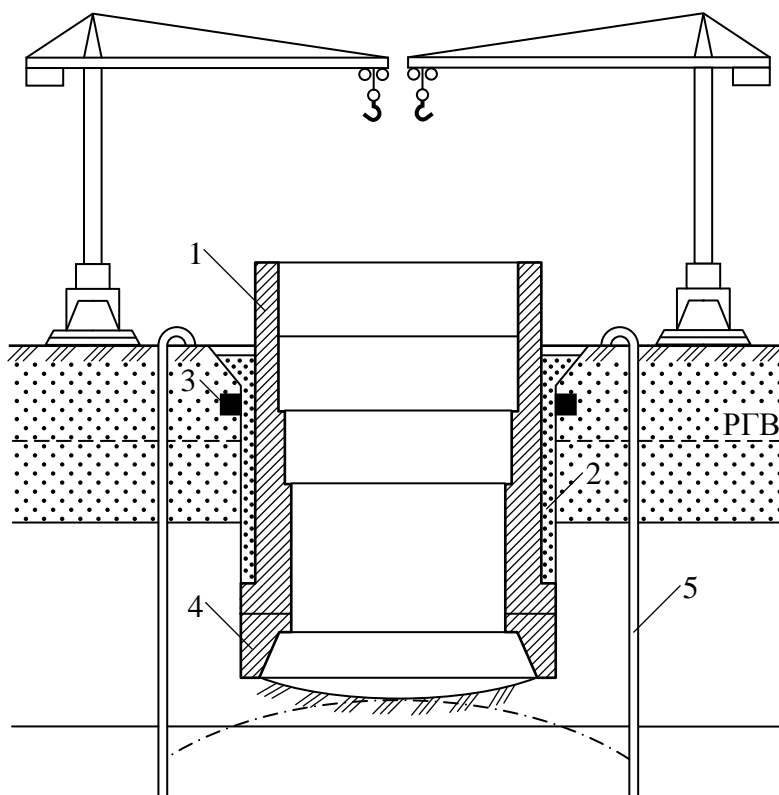


Рис. 5.26. Масивний опускний колодязь із глибинним водозниженням:
 1 – опускний колодязь; 2 – тиксотропна сорочка; 3 – комір (форшахта);
 4 – ніж (консоль); 5 – голкофільтр

зико-механічних властивостей ґрунту ножі можуть бути різної форми.

Після тужавіння бетону підкладки вибивають у певній послідовності й починають розроблення ґрунту під загостреною частиною ножа. За рахунок власної ваги під ножем створюється висока концентрація напруг, ґрунт втрачає стійкість і ніж осідає. Стінки колодязів можуть мати різну конструкцію. Для неглибоких колодязів стінки звичайно роблять постійної товщини. У глибоких колодязях товщину стінок зменшують за рахунок уступів. Уступи влаштовують на внутрішній поверхні стінок. Перший – трохи вище від ножа, а інші – через 3 – 5 м завширшки 20 – 30 см. При розміщенні уступів урахують також яруси бетонування. Матеріалом для виготовлення стінок є бетон, монолітний чи збірний залізобетон. Іноді у верхній частині колодязя передбачають кільцевий пояс.

Внутрішні залізобетонні стіни та перекриття бетонують звичайними способами. Для полегшення опускання колодязів іноді застосовують низькочастотні потужні вібратори. На розроблення ґрунту в опускному колодязі припадає до 60–70 % часу його спорудження. Залежно від умов приймають різні схеми земляних робіт. Часто ґрунт розроблюють насухо екскаваторами за допомогою бульдозерів, які пересуваються на дні. Можлива робота тільки бульдозерів, що зміщують ґрунт у певне місце, звідки його виймають грейферами. При застосуванні екскаваторів ґрунт навантажують у баддю і кранами подають нагору.

Із неглибоких колодязів ґрунт можна витягати на поверхню транспортерами. Якщо має місце значне надходження води до колодязя або наявні нестійкі породи (пливуни), ґрунт виймають грейферами, гідроелеваторами, ерліфтами. Ґрунт завжди виймають рівномірно по всій площі колодязя від центра до пери-

ферійної частини. Дуже важливо, щоб від ножа до центра був нахил. Опускання колодязів у пливун ведуть після розроблення ґрунту засобами гідромеханізації.

Іноді для зниження рівня води в опускному колодязі застосовують відкритий водовідлив. Із цією ж метою можна влаштовувати глибинне водозниження за допомогою голкофільтрів чи глибинних насосів.

Інколи застосовують заморожування ґрунту. Для утворення льодоґрунтової огорожі по периметру колодязя бурять свердловини діаметром 15 – 20 см на відстані 1,5 – 2 м між ними, які заглиблюють у водотрив. У свердловини опускають заморожувальні та нагнітальні труби, через які створюють циркуляцію розчину хлористого кальцію. За рахунок повільного зниження температури навколо свердловини утворюються циліндри промороженого ґрунту.

Після опускання колодязя до проектної позначки нижню частину його заповнюють бетоном насухо або під воду методом труби, що вертикально рухається. Для зменшення тертя між ґрунтом і зовнішньою поверхнею колодязя в стінці роблять невеликий уступ, а в утворений проміжок по ін'єкційних трубах закачують бентонітову суспензію (так звана "тиксотропна сорочка").

Розрахунки опускних колодязів виконують на будівельні навантаження, зокрема: можливість занурення колодязя під дією власної ваги і привантаження; тиск ґрунту на стінку колодязя; стінки колодязя – на розтягнення при зануренні; колодязь – на вигин у разі зняття прокладок на початку занурення; ніж колодязя – на вигин і стиснення, та експлуатаційні навантаження: міцність зовнішніх і внутрішніх стін, колон, днища, перекрить; можливість спливання колодязя; можливість зрушення колодязя за подошвою, а також загальну стійкості споруди разом з основою (в разі великих одnobічних навантажень) тощо.

Поряд з існуючими капітальними будівлями будівництво заглиблених споруд доцільно виконувати методом "стіна у ґрунті". Суть його в тому, що вертикальні стіни заглибленого в ґрунт приміщення зводять у вузьких глибоких траншеях. Стінки траншей не спливають і не руйнуються завдяки заповненню їх глинистою суспензією (рис. 5.27). Після завершення земляних робіт траншеї заповнюють монолітним залізобетоном, ґрунтовими сумішами або в них опускають збірні панелі. Таким методом можна створити несучі конструкції заглибленого приміщення або сформувати протифільтраційні діафрагми (ПФД) для захисту навколишнього середовища від шкідливого забруднення.

В Україні цим методом збудовані насосні станції для мереж водопроводу і каналізації, корпуси приймання та первинного дроблення руди, приміщення металургійних заводів, ПФД на гірничозбагачувальних комбінатах і нафтопереробних заводах, атомні реактори, підземні переходи, гаражі, підвали висотних будинків, приміщення метрополітену тощо.

Метод "стіна в ґрунті" можна широко використовувати в безпосередній близькості до діючих об'єктів, об'єм земляних робіт дуже малий, виключена необхідність у відкачуванні води й зворотному засипанні. Іноді "стіна в ґрунті" є єдиним варіантом будівництва: коли споруда в плані має великі розміри і складну конфігурацію; зводиться в складних кліматичних умовах; має незамкнений лінійно-протяжний характер. Заглиблені споруди з метою уніфікації проектують переважно круглими з діаметром 7, 8, 10, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36, 42 м. Глибину такого фундаменту приймають кратною 0,6 м. Стінки з монолітного залізобетону приймають 0,5 – 1,2 м завтовшки, а в збірному варіанті – 0,3 – 0,8 м.

Розроблення траншей виконують під захистом суспензії буровими агрегатами, бурофрезерними машинами, ковшовими машинами грейферного типу чи екскаваторами. Вони

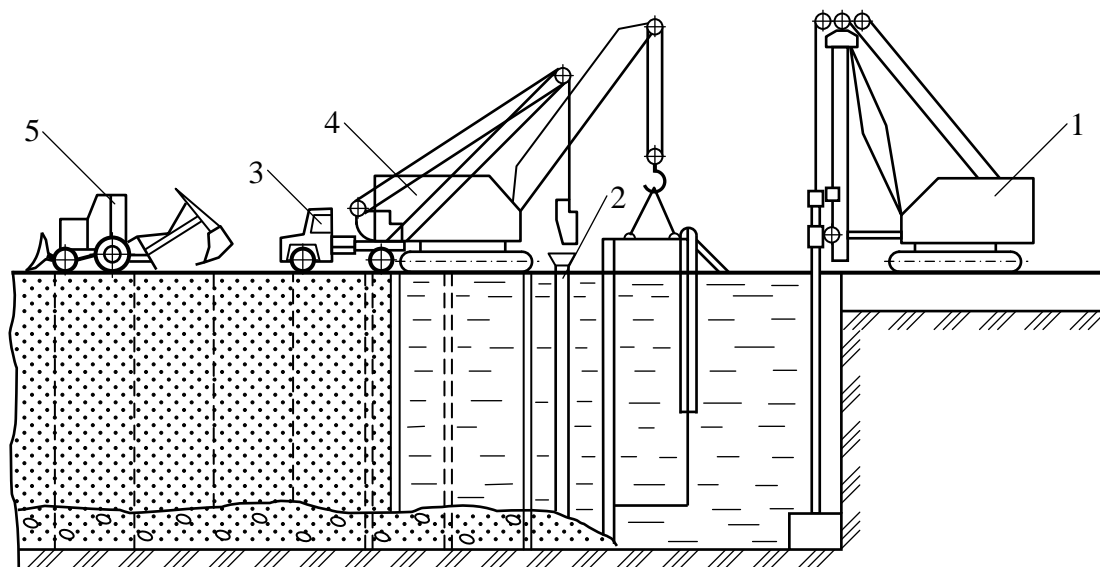


Рис. 5.27. Технологічна схема влаштування “стіни в ґрунті”: 1 – штанговий екскаватор; 2 – бетонна труба; 3 – автокран для укладання бетону; 4 – кран для монтажу панелей; 5 – механізм для зворотного засипання

дають змогу влаштувати траншеї шириною 0,4 – 1,1 м, глибиною 10 – 50 м, а іноді й до 300 м. При глибині траншей від 7 до 15 м і нескельних ґрунтах використовують ковшові механізми (зворотна лопата, грейфер, драглайн, штанговий екскаватор). При глибині 15 – 25 м у нескельних, а особливо в слабких ґрунтах, віддають перевагу грейферам, бурофрезерним машинам.

Велику увагу приділяють виготовленню глинистої суспензії, яка заповнює траншеї та створює гідростатичний тиск для захисту стінок від руйнування. Цей тиск повинен бути більшим за тиск від власної ваги зволоженого ґрунту і ґрунтової води. Щоб досягти необхідної щільності суспензії в польових умовах, склад суспензії треба постійно контролювати, інакше на поверхні стінок траншей не можна створити суцільний та водонепроникний екран. Таким вимогам відповідає двошарове покриття. Перший шар – замулений шар ґрунту, де значні пори на деяку глибину заповнено суспензією. Другий шар – глиниста кірка, яка утворюється в результаті фільтрації води, що відокремлюється від суспензії. Суспензія має бути тиксотропною, тобто в стані спокою переходить в гель, а після струшування перетворюватися у золь, втрачати структуру, зменшувати в’язкість. Для створення суспензій використовують бентонітові глинисті суспензії, а іноді й місцеві глини з високим числом пластичності.

Найчастіше передбачають таку послідовність робіт (рис. 5.27). Починають роботи з влаштування коміра (форшахти) та готування суспензії. Потім під захистом суспензії розробляють траншею до проектної позначки і заповнюють монолітним або збірним залізобетоном. Влаштовують обв’язку у вигляді залізобетонного поясу по верху стінки. Далі розробляють ґрунт усередині споруди і влаштовують дно, перегородки та інші конструкції.

Можливе влаштування окремих фундаментів складного окреслення в плані, наприклад у вигляді тавра, двотавра, хреста, зірки тощо. У таких випадках під захистом суспензії пробурюють спочатку дві свердловини на відстані 1,5 діаметра одна від одної. Далі їх заповнюють бетоном, після початку тужавіння його доводять до потрібної міцності і між свердловинами бурять третю, яку також заповнюють бетоном.

Такі фундаменти сприймають значне горизонтальне та вертикальне навантаження, а також згинальні моменти. Несучу здатність подібної конструкції визначають за принципами визначення несучої здатності паль-стояків або висячих паль.

Параметри суспензії в проекті встановлюють за такими показниками, як в’язкість – характеристика рухливості розчину, добове устоювання (водовідділення), водовіддавання і, головне, щільність (для бентонітових глин – 1,03...1,06, а для місцевих – 1,15...1,30 т/м³).

Стійкість стінок траншеї буде забезпечена, якщо задовольняється умова

$$E_s = 1,1(E_a + E_w), \quad (5.22)$$

де E_s , E_a , E_w – рівнодіючі відповідно тиску глинистої суспензії, активного тиску ґрунту, гідростатичного тиску.

Якщо врахувати інтенсивність тиску по глибині траншеї від глинистої суспензії q_s , ґрунту q_a , води q_w , то необхідну питому вагу глинистої суспензії визначають за формулою

$$\gamma_{cs} = q_s / h. \quad (5.23)$$

Крім визначення питомої ваги суспензії, розрахунок ”стіни в ґрунті“ ведуть за першою та другою групами граничних станів. Найчастіше використовують розрахункові схеми: круглі споруди без розпірок і опорних поясів; круглі чи прямокутні споруди замкненого типу, стійкість яких забезпечена через застосування поясів, опорних рам; споруди типу підпірної стінки, стійкість яких забезпечена за рахунок защемлення в ґрунті. Найбільші напруження в стінках виникають після розроблення ґрунту всередині споруди. Якщо днище споруди нижче від рівня ґрунтової води, розрахунок ведуть і на спливання конструкції.

Література.

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. ДБН В.2.1-10-2009. Зміна № 1. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 55 с.
3. ДСТУ Б В.2.1-27: 2010. Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 11 с.
4. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайних фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
5. Далматов, Б.И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
6. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
7. Мангушев, Р.А. Современные свайные технологии: учебн. пособие / Р.А. Мангушев, А.В. Ершов, А.И. Осокин. – М.: АСВ, 2010. – 240 с.
8. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
9. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
10. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП. – М. Стройиздат, 1986, 415 с.
11. Руководство по проектированию и устройству фундаментов из буронабивных свай и опор-колонн. – К.: НИИСП Госстроя УССР, 1991. – 156 с.
12. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников, В.А. Муха, А.В. Яковлев, О.В. Андрієвська, С.В. Біда. – К.: Урожай, 2002. – 423 с.

6. ШТУЧНІ ОСНОВИ

6.1. РІЗНОВИДИ ШТУЧНИХ ОСНОВ, ЯКІ ВИГОТОВЛЯЮТЬ МЕТОДАМИ ПОВЕРХНЕВОГО ТА ГЛИБИННОГО УЩІЛЬНЕННЯ

Динамічним способом ущільнюють глинисті ґрунти (при коефіцієнті водонасичення $S_r \leq 0,7$) і піски від малого ступеня водонасичення до насичених водою. Ущільнення водонасичених глинистих ґрунтів короткочасним навантаженням неможливе через довгочасність процесу витіснення води з пор ґрунту.

Потрібну щільність ґрунту ρ_{ds} , який ущільнюють, визначають через щільність сухого ґрунту ρ_d чи через коефіцієнт ущільнення k_s , що являє собою відношення фактично отриманого значення щільності сухого ущільненого ґрунту ρ_{ds} до його максимального значення за стандартним ущільненням $\rho_{d \max}$:

$$k_s = \rho_{ds} / \rho_{d \max} \quad (6.1)$$

Орієнтовно $\rho_{d \max}$ може бути визначена як

$$\rho_{d \max} = \rho_s / (1 + w_o \rho_s), \quad (6.2)$$

де w_o – оптимальна вологість ґрунту, яку при поверхневому ущільненні важкими трамбівками орієнтовно приймають $W_o \approx W_p - (0,01 \div 0,03)$, а при укочуванні $W_o \approx W_p$; W_p – вологість на межі розкочування.

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками здійснюють шляхом скидання трамбівки масою 2–6 т із розвинутою подошвою на поверхню ґрунту (рис. 6.1, а). Кількома ударами по одному сліду, а потім із частковим перекриттям слідів за площею досягають ущільнення ґрунту на глибину, приблизно рівну діаметру подошви трамбівки. Спосіб успішно використовується для поверхневого ущільнення лесових просадочних ґрунтів. При виборі трамбівок ураховують вантажопідйомність базової машини й товщину шару ґрунту, що ущільнюється. Залежність між товщиною шару, що ущільнюється, h_0 і діаметром частини трамбівки b , що стикається з ґрунтом, визначають за формулою

$$h_0 = kb, \quad (6.3)$$

де k – коефіцієнт, який дорівнює відповідно для пісків 1,3; супісків – 1,1; суглинків – 1 і глин – 0,9.

Масу трамбівки визначають з умови

$$M = \sigma_r A, \quad (6.4)$$

де σ_r – питомий статичний тиск трамбівки (відношення її ваги до площі основи A) повинен бути для пісків не менший ніж 15 кПа, а для глинистих ґрунтів – 20 кПа. Кількість ударів трамбівки по одному сліду для досягнення необхідної щільності сухого ґрунту залежить від маси трамбівки (чим більша маса трамбівки, тим меншу кількість ударів виконують по одному сліду). Ущільнення ґрунтів супроводжується зниженням їх поверхні. Цю величину необхідно враховувати при призначенні глибини відкопування котловану з недобором ґрунту

$$\Delta h = (1 - \rho_d / \rho_{ds}) \cdot h \cdot m_c, \quad (6.5)$$

де ρ_d , ρ_{ds} – щільність сухого ґрунту відповідно до і після ущільнення; m_c – коефіцієнт, що враховує бічне розширення ґрунту: при ущільненні в один слід – 1,2; у два сліди – 1,1; у три та більше слідів – 1.

При ущільненні ґрунтів важкими трамбівками критерієм є проектний відказ трамбівки (осідання її за один удар). Цю величину визначають у процесі дослідного трамбування. Вона орієнтовно становить: для пісків – 1 см, глинистих ґрунтів – 1,5 см. Вважається, що продовження ущільнення ґрунту після досягнення проектних значень відказів неефективне.

Основні технічні параметри поверхневого ущільнення (базова машина, діаметр і маса трамбівки, висота їх скидання, кількість ударів або проходок за одним слідом, товщина ущільненого шару ґрунту тощо) наведені в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1. Основні технічні параметри поверхневого ущільнення ґрунту

Устаткування	Висота скидання трамбівки, м	Кількість ударів або проходок за одним слідом	Товщина ущільненого шару, м, у ґрунтах	
			глинистих	піщаних
Пневматичні трамбівки			0,1–0,2	0,1–0,2
Котки: рівні		6–8	0,1–0,25	0,1–0,25
кулачкові		6–8	0,2–0,35	0,2–0,35
Пневмокотки вагою, кН:				
400		10–12	0,6	0,7
250		10–12	0,5	0,5
Навантажені автомашини:				
БелАЗ		10–12	0,6	0,7
КрАЗ		10–12	0,5	0,5
МАЗ		10–12	0,4	0,4
Трамбувальна машина Д-471		2–3	1,0	1,2
Вібротрамбівки підвісні		25–30*	0,6–0,7	0,7–0,8
Віброкотки вагою, кН:				
50		2–3	-	1,0
20		2–3	-	0,7
Котки вантажами вагою 8–17 кН, що падають		6–8	1,0–1,2	1,3–1,5
Віброплити самопересувні:				
SVP-631		3–4	-	0,5
BSD-63		3–4	-	0,8
Молот подвійної дії вагою 22 кН на металевій плиті		6–8	1,2	1,4
Екскаватори Е-10011, Е-1252 з трамбівкою діаметром $d=1,2$ м, вагою $Q=25$ кН	6–8	12–14	1,5–2	1,8–2,2
Те ж, $d=1,6$ м, $Q=35$ кН	6–8	12–14	2–2,3	2,3
Те ж, $d=1,8$ м, $Q=55$ кН	6–8	12–14	2,5	2,7–3,0
Те ж, $d=2,0$ м, $Q=60–70$ кН	6–8	12–14	3,2–3,5	3,5–3,8
Екскаватори Е-2503, Е-2505 із трамбівкою $d=2,4$ м, $Q=100$ кН	10–12	10–12	5–5,5	6,0
Те ж, $d=3$ м, $Q=150$ кН	10–12	8–10	7,0	8,0

* – Час ущільнення (в секундах) за одним слідом для досягнення відповідного ущільнення.

Відзначимо також, що у Франції на будівництві аеропорту використання надважкої трамбівки масою 200 т, за даними фірми "Луї Менар", дало змогу ущільнити насип і водонасичені піски на глибину до 40 м. Цю трамбівку скидали з висоти 20 м спеціальним стріловим краном. Надважкі трамбівки масою 40...50 т використовують в Англії та Швеції, в Японії – масою 150 т. У Швеції, до речі, трамбівки скидають з висоти 40 м.

Глибинне ущільнення просадочних і насипних ґрунтів полягає в тому, що падаючою важкою циліндричною трамбівкою масою 2,5 т пробивають свердловини з витисканням ґрунту в боки з подальшим заповненням їх місцевим ґрунтом із пошаровим трамбуванням (рис. 6.1, б). Навколо кожної свердловини утворюється зона ущільненого ґрунту діаметром, що в 2–4 рази перевищує діаметр свердловини d . Свердловини можна проходити й методом гвинтового продавлювання спіралеподібними снарядами. Група таких свердловин створює масив ущільненого ґрунту з підвищеними механічними властивостями. Відстань між центрами свердловин ℓ визначають за формулою

$$\ell = 0,95 \cdot d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{\rho_{ds} - \rho_d}}. \quad (6.6)$$

Масу ґрунтового матеріалу оптимальної вологості, необхідного для набивання 1 м довжини свердловини, визначають за формулою

$$m = k_g A \rho_{dc} (1 + w), \quad (6.7)$$

де k_g – коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра свердловини при втрамбуванні ґрунту: для супісків – 1,4; суглинків і глин – 1,1; A – площа поперечного перерізу свердловини; ρ_{dc} – щільність сухого ґрунту, що його засипають у свердловину, приймають $\rho_{dc} = 1,75 \text{ т/м}^3$; w – вологість цього ґрунту.

Глибинне ущільнення ґрунтів за допомогою ґрунтових паль також виконують із метою усунення просідання. Аналогічно проводять *ущільнення водонасичених ґрунтів піщаними палями*. Пробивають свердловини під захистом інвентарної труби. У процесі заповнення свердловини ущільненим піском інвентарну трубу поступово вилучають.

Глибинне віброущільнення пухких піщаних ґрунтів здійснюють спеціальним снарядом, з'єднаним із вібратором (рис. 6.1, в). Ефективність методу підвищується у водонасичених пісках або при подаванні води в процесі ущільнення. У Київському НТУБА запропоновано спосіб закріплення слабкого водонасиченого ґрунту, який підстилає намив, шляхом транспортування піску намиву в слабкий шар указаним снарядом (рис. 6.1, з). При цьому досягають підвищення механічних властивостей слабкого ґрунту.

Ущільнення ґрунтів вибухом (рис. 6.1, д) застосовують для водонасичених піщаних ґрунтів, гравію, гальки, щебеню і кам'яної накиді, а також попередньо насичених водою просадочних ґрунтів. Для вибухового способу ущільнення ґрунтів характерні значна потужність розроблюваної товщі, можливість вибуху зарядів на будь-яких глибинах нижче від поверхні ґрунту, в тому числі і під водою, висока однорідність ущільненого ґрунту. Трудомісткість і вартість ущільнення вибухом значно менші, ніж при інших методах ущільнення ґрунтів. До числа недоліків способу відносять необхідність виконання правил техніки безпеки й можливість впливу вибуху на існуючі будівлі та споруди.

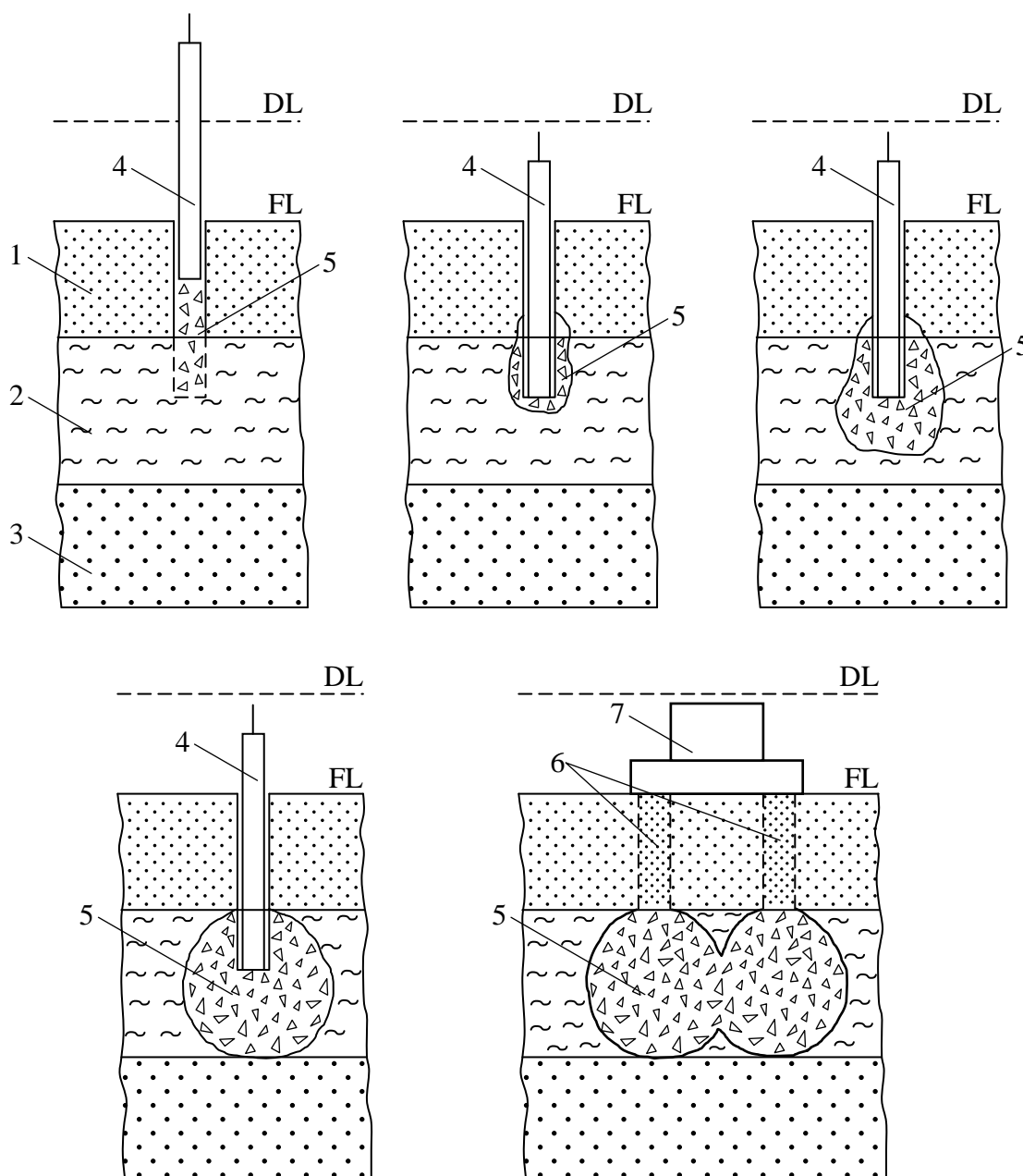


Рис. 6.2. Послідовність улаштування фундаменту на слабкому підстильному шарі, який укріплено втрамбовуванням щебеню (пробивання свердловини, стадії втрамбовування щебеню, влаштування фундаменту мілкого закладання):

1 – намитий ґрунт; 2 – слабкий шар; 3 – підстильний шар; 4 – циліндрична трамбівка; 5 – порції щебеню; 6 – свердловини; 7 – фундамент

Спосіб поліпшення слабого підстильного пласта ґрунту оснований на втрамбовуванні в ґрунт щебеню. З метою збереження земель, придатних для сільського господарства, під будівництво відводять ділянки із складними інженерно-геологічними умовами, часто в долинах річок, у межах міст і промислових зон. Будівництво тут ведуть після влаштування наміву, що перекриває відклади стариць та боліт. У результаті утворюються товщі ґрунтів, у яких під намитим піском залягають прошарки мулів, торфів і заторфованих ґрунтів. Потужність їх звичайно невелика, від 1 до 3 м, проте прорізати їх необхідно паллями.

У ПолтНТУ розроблено і впроваджено *спосіб посилення слабого шару*, який підстилає намів, шляхом утрамбовування щебеню через окремі пробиті свердловини. Спосіб полягає в тому, що в намитому піску влаштовують котлован на проектну позначку, яка відповідає подошві фундаменту неглибокого закладання (див. п. 4.3). Потім за допомогою устаткування для пробивання свердловин у намитому піску пробивають свердловини до слабого шару і через них утрамбовують щебінь для витиснення слабого ґрунту. Після закінчення втрамбовування щебеню свердловину заповнюють піском із пошаровим ущільненням тією ж трамбівкою. На підготовлених таким чином основах споруджують фундамент мілкого закладання. На рис. 6.2 показано технологію запропонованого способу.

Згідно з результатами штампових випробувань утрамбовування щебеню в слабкий шар змінює умови деформування основ так, що абсолютно безпечна перша стадія (ущільнення) проявляється при більших у 2–3 рази середніх тисках під подошвою штампа порівняно з даними випробувань ґрунтів природного складу.

6.2. ГРУНТОВІ ПОДУШКИ

Для заміни слабого стисливого ґрунту під подошвою фундаментів у розроблений котлован чи траншею укладають з ущільненням шари місцевого піску чи глинистого ґрунту. Це дає можливість знизити глибину закладання фундаментів, збільшити міцність основи, зменшити осідання. Метод дістав назву *ґрунтових подушок*.

Подушки з піску використовують для заміни насипних, слабких піщаних або глинистих ґрунтів вище від рівня ґрунтової води і нижче від розрахункової глибини промерзання ґрунту. Матеріалом для таких подушок є крупні піски або піски середньої крупності. Після розроблення котловану на глибину закладання фундаменту і висоти самої подушки на дно відсипають шарами 20 – 40 см пісок, його зволожують, ущільнюють вібраторами чи механічними трамбівками. Слід використовувати піски без органічних домішок і мерзлих включень. Котлован для влаштування подушок розробляють ширшим, ніж ширина фундаменту, який може бути стрічковим, окремим, перехресним або із суцільної залізобетонної плити.

Піщані подушки розподіляють тиск від фундаменту на більшу площу і завдяки розсіюванню напружень зменшують його вплив на слабкий підстильний шар. У водонасиченому ґрунті, який погано утримує укоси і не сприймає горизонтального навантаження, подушки передбачають значно більшої ширини, ніж подошва фундаменту, тому в таких умовах доцільно подушку влаштувати між бічними шпунтовими стінками.

Висоту піщаної подушки визначають з урахуванням розрахункового опору слабого ґрунту на рівні подошви подушки. Повинна задовольнятися умова

$$\sigma_{zg.n} + \sigma_{zp.n} = \sigma_{zg.n} + \alpha(P - \sigma_{zg.0}) \leq R_{wb}, \quad (6.8)$$

де $\sigma_{zg.n}$ – тиск від власної ваги ґрунту на глибині, що дорівнює відстані від поверхні до рівня подошви подушки, кПа; $\sigma_{zp.n}$ – додатковий тиск на рівні подошви, кПа; R_{wb} – розрахунковий опір слабого ґрунту на глибині z , кПа.

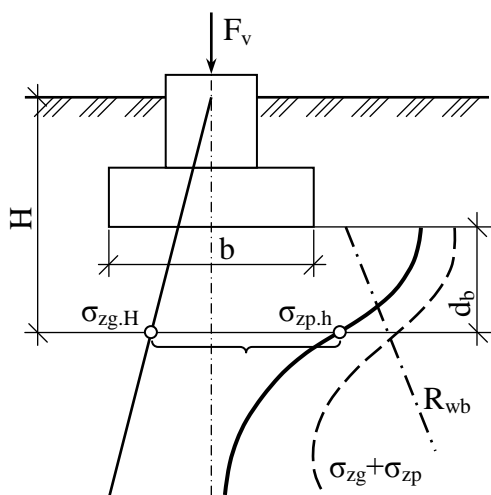


Рис. 6.3. Схема для розрахунку висоти піщаної подушки (суцільною тонкою лінією показана епюра тиску від власної ваги ґрунту, суцільною жирною – епюра додаткового тиску, штриховою – сумарна епюра тиску, штрих-пунктирною – епюра розрахункового опору слабкої основи)

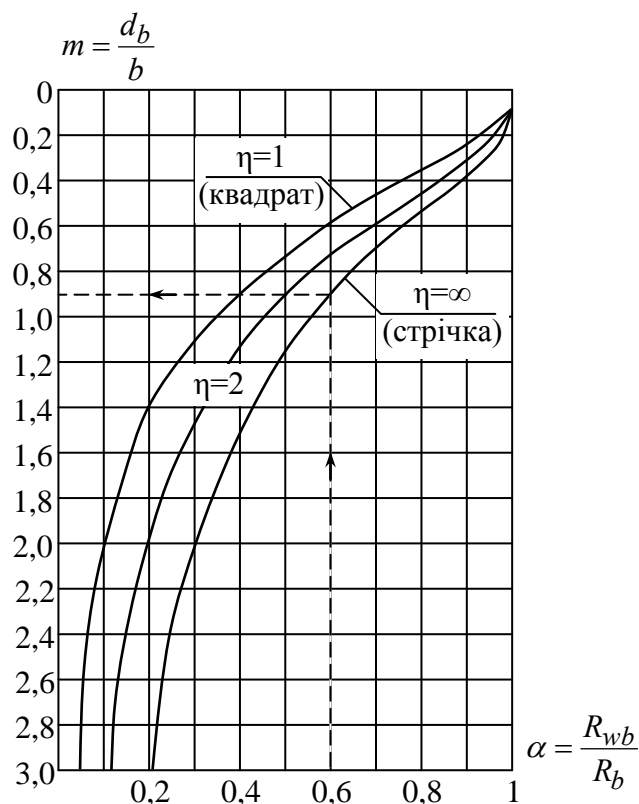


Рис. 6.4. Графік для визначення габаритів піщаної подушки під стрічкові та окремі фундаменти:

$m=d_b/b$ – коефіцієнт, який визначають за відношенням висоти подушки d_b до ширини підшови фундаменту b ; $\alpha=R_{wb}/R_b$ – коефіцієнт, який визначають за відношенням розрахункового опору слабкого ґрунту R_{wb} до розрахункового опору матеріалу подушки R_b

Для визначення висоти подушки можна використати графік (див. рис. 6.3). Висоту подушки визначають за точкою перетину епюри сумарного тиску $\sigma_{zg} + \sigma_{zp}$ з епюрою розрахункового опору слабкого ґрунту.

Висоту піщаної подушки можна також визначити за графіком. Його використовують для попередніх розрахунків подушки під окремі квадратні або прямокутні фундаменти, а також стрічкові фундаменти. Послідовність визначення висоти подушки за допомогою графіка така:

1. За проектним значенням щільності піщаної подушки і типом піщаного ґрунту за таблицею В.1 додатка В до ДБН В.2.1-10-2009 встановлюють кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення.
2. За таблицею Е.2 додатка Е до ДБН В.2.1-10-2009 визначають розрахунковий опір матеріалу подушки R_b .
3. Використовуючи фізико-механічні показники слабкого ґрунту, визначають розрахунковий опір слабкого ґрунту R_{wb} .
4. Встановлюють розміри фундаменту, що спирається на подушку.
5. Визначають із співвідношення розрахункових опорів

$$\alpha = R_{wb} / R_b. \quad (6.9)$$

6. З графіка (рис. 6.4) за α встановлюють співвідношення висоти подушки та ширини підшови фундаменту $m=d_b/b$, а також саму висоту подушки $d_b=mb$.

Подушки, які утворюють з глинистого ґрунту, найчастіше застосовують у ґрунтових умовах І типу за просадочністю чи тоді, коли потрібно створити водонепроникний екран. Доцільно використовувати цей метод, якщо коефіцієнт водонасичення ґрунту $S_r \leq 0,7$ на глибину частини або всієї деформованої зони. Розробляють котлован на глибину, яка складається з глибини закладання фундаменту і висоти самої подушки. Далі ґрунт, раніше вийнятий із котловану, вкладають шарами завтовшки 0,2 – 0,3 м на дно, обробляють котками або трамбівками до щільності сухого ґрунту $\rho_{d,s} = 1,6 \dots 1,7 \text{ т/м}^3$. При цьому вологість ґрунту повинна бути близькою до вологості на межі розкочування: $W_0 \approx W_p$.

Товщину подушки призначають з умови повної ліквідації можливості просідання в її межах, а також з урахуванням того, що загальна деформація основи (просідання й осідання) не може перевищувати граничні деформації за нормами. Товщину подушки h_s можна визначити за формулою

$$h_s = (P - P_{sl})b / P_{sl}, \quad (6.10)$$

де P та P_{sl} – відповідно середній тиск на рівні підшви подушки і початковий тиск просадочності, кПа.

Розміри подушок приймають залежно від розмірів фундаментів, їх окреслень у плані, тиску, який діє на ґрунт. Якщо подушку використовують для ліквідації властивостей просідання, її габарити можна визначати за формулами

$$b_s = b(1 + 2K_h), \quad \ell_s = \ell + 2bK_h, \quad (6.11)$$

де b та ℓ – ширина і довжина фундаменту, м; K_h – коефіцієнт розподілення горизонтальної деформації, $K_h = 0,3 \dots 0,4$ залежно від величини тиску; b_s та ℓ_s – ширина й довжина подушки в її нижній частині.

Ширина подушки на рівні підшви фундаменту повинна бути більшою за ширину підшви фундаменту не менше ніж на 0,6 м.

Поширений і графічний прийом визначення розмірів подушки для ліквідації впливу просідання. Для цього на геологічний розріз у масштабі наносять обриси фундаменту і, починаючи від його підшви, будують графік зростання деформацій осідання та просідання $S + S_{sc}$. Залежно від геологічної будови нижня межа графіка може розміщуватись на рівні межі стисливої товщі чи на рівні підшви просадочного ґрунту. Потім від найбільшої ординати деформації віднімають у масштабі величину граничної деформації згідно з нормами і залежно від типу будови. Якщо із цієї точки поставити перпендикуляр, то точка перетину його з епюрою деформацій по вертикалі буде знаходитися від підшви фундаменту на відстані, яка дорівнює товщині подушки h_s .

Широке застосування ґрунтові подушки дістали у 60-их роках ХХ століття у Нікополі, Запоріжжі. Метод зарекомендував себе як дешевий, високомеханізований відносно простими агрегатами, з досить надійною системою контролю якості ущільнення.

6.3. ШТУЧНІ ОСНОВИ, ЯКІ УТВОРЮЮТЬ ЗА ДОПОМОГОЮ ФІЗИКО-ХІМІЧНИХ ПРОЦЕСІВ

Певне поширення в практиці будівництва здобула *силікатизація*, тобто нагнітання в ґрунт розчинів, котрі в своєму складі містять силікат натрію (рідке скло). Якоюсь мірою силікатизація нагадує процес, що виникає у природних умовах при створенні пісковиків. Однорозчинна силікатизація полягає в закачуванні в лесовий ґрунт через ін'єктори (металеві перфоровані труби, змонто-

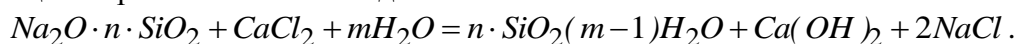
вані з ланок 1...1,5 м завдовжки та діаметром 38 мм) рідкого розчину силікату натрію з добавками коагуляторів. Залежно від технологічної схеми ін'єктори розташовують вертикально, похило або горизонтально щодо поверхні ґрунту.

При *дворозчинній силікатизації* через ін'єктори під тиском 0,2–0,3 МПа по черзі нагнітають розчини рідкого скла ($Na_2O \cdot n \cdot SiO_2$) і хлориду кальцію ($CaCl_2$). Такий метод використовують для закріплення пісків. Закріплювач подають при зануренні ін'єкторів зверху вниз, а розчин для тужавіння маси під час зворотного руху ін'єкторів – знизу вверху.

Взаємодія силікату натрію з сіллю типу хлориду кальцію, яка міститься в природному ґрунті, приводить до утворення гелю кремнієвої кислоти. Останній із часом тужавіє. Через 28 діб міцність цього матеріалу досягає 0,4...1,5 МПа.

Найбільший ефект використання такого прийому виникає при закріпленні лесового ґрунту з коефіцієнтом фільтрації більше ніж 0,2 м/добу. При цьому відбувається: зниження пористості на 7 %; збільшення щільності на 6 %, зчеплення до 8,5 разів, кута внутрішнього тертя майже до 1,2 раза, модуля деформації до 6 разів; зменшення коефіцієнта відносної просадочності у 15 разів.

Реакція закріплення має вигляд



Перший член правої частини формули – гель кремнієвої кислоти.

Використання силікатизації дозволяє надійно закріплювати незабруднені хімічними речовинами ґрунти. Коли використовувати цю рецептуру для закріплення ґрунтів, забруднених кислими промисловими стоками, виникає явище швидкого гелеутворення з кольматцією пор ґрунту навколо ін'єктора. Як наслідок – неможливість або ускладненість просочування розчину у ґрунт. Це призводить до неоднорідного закріплення ("острівна силікатизація").

Для закріплення лесового ґрунту використовують також газову силікатизацію, при якій, крім закачування розчину рідкого скла, через ін'єктори в ґрунт нагнітають вуглекислий газ. Останній сприяє швидкому та повному тужавінню закріпленої маси ґрунту.

Щоб мати надійні результати силікатизації ґрунтів, необхідно на кожному будівельному майданчику проводити детальні дослідження, у тому числі хімічні аналізи ґрунтів і дослідні роботи, для того щоб на основі цих даних підібрати відповідну рецептуру закріплення і спосіб подавання розчину в ґрунт. Основна задача при підбиранні рецептури – визначення оптимального терміну гелеутворення для конкретних умов закріплення.

Закріплення ґрунту за допомогою силікатизації використовують для створення суцільного масиву закріпленого ґрунту під стрічкові фундаменти або плити та у вигляді поодиноких масивів, між якими є ділянки незакріпленого ґрунту, під окремі фундаменти.

Розміри подошви фундаментів визначають за формулою (4.3), за допомогою якої розрахунковий опір визначають із використанням показників міцності f_{II} і c_{II} для силікатизованого ґрунту. Ці показники розраховують після статистичної обробки результатів лабораторних випробувань зразків на зрушення або за таблицею залежно від міцності кубиків силікатизованого ґрунту у віці 28 діб.

Закріплення ґрунтів лужними розчинами можна вважати альтернативою силікатизації при закріпленні водонасичених лесових ґрунтів. У ґрунт за технологією силікатизації подають лужний розчин високої концентрації (більше ніж 2,5 рН). Для цього використовують розчин гідроксиду натрію (каустик). З часом, внаслідок взаємодії глинистих мінералів із лугом, ґрунт набуває високої міцності і водостійкості при порівняно невеликих загальних витратах.

Смолізацію, тобто нагнітання в ґрунт карбамідної смоли з соляною чи щавлевою кислотою, використовують для закріплення пісків. Технологія робіт аналогічна тій, яку застосовують при силікатизації. Деякою перевагою смолізації перед силікатизацією є можливість досягнення більшої міцності закріплено-

го масиву. Залежно від коефіцієнта фільтрації ґрунту радіус закріплення r під час смолізації коливається від 0,3 до 1 м. Відстань між ін'єкторами приймають $\ell_{\text{д}}=1,5 \dots 1,7r$, що дає можливість створити суцільне закріплення масиву.

Для закріплення ґрунту, що має велику водопроникність (вивітрілі скельні породи, гравій, галька, гравійні та крупні піски), іноді застосовують *цементацию*. Вона полягає в нагнітанні в ґрунт суміші цементу, води і добавок у вигляді дрібного піску, кам'яного борошна, іноді бентонітової глини, а також хімічних речовин для прискорення чи, навпаки, сповільнення тужавіння розчину.

Обладнання для цементациї використовують те ж саме, що й для силікатизації або смолізації. Для того щоб виключити просочування розчину через свердловину нагору, верхню її частину влаштовують більшого діаметра і заповнюють цементним розчином, а потім після його тужавіння та утворення цементного стовпа через нього знов пробурюють свердловину. Для цементациї використовують розчинонасоси. Радіус закріплення визначають дослідом.

Фахівцями Придніпровської ДАБА досліджено й впроваджено у практику будівництва метод закріплення ґрунтів (пісків, супісків і суглинків, у т.ч. просадочних) *ін'єкцією цементних і цементно-силікатних розчинів під високим тиском*. Особливість методу полягає в тому, що суцільність масиву може бути порушена ("розрив шару") із заміщенням ґрунту цементним розчином. Завдяки введенню розчину досягається ущільнення ґрунту та його армування прошарками цементного каменю. Свердловина має діаметр 50–152 мм. При закріпленні масивів ґрунту цим методом використовують такі технологічні схеми:

- нагнітання за технологією "зверху – донизу", в якій передбачається установка у верхній зоні кондуктора та його цементация, буріння першого інтервалу і нагнітання розчину під певним тиском, витримка свердловини до тужавіння розчину, розбурювання цементного каменю ("пробки") й буріння наступного інтервалу з нагнітанням розчину;

- нагнітання за технологією "знизу – вгору", яке полягає в бурінні свердловини на розрахункову глибину, установці в свердловину перфорованого ін'єктора (пластикова чи металева труба) й цементациї масиву з використанням рухливого пакера та штанг.

Найбільш ефективний метод ін'єкції цементних розчинів під високим тиском для: підсилення основ фундаментів при реконструкції та необхідності збільшення навантажень на існуючі фундаменти; підсилення основ при аварійних ситуаціях (осіданнях, просадках і деформаціях основ існуючих будівель); підготовки просадочних основ; підсилення основ існуючих будівель при веденні поряд робіт у глибоких котлованах. При використанні методу досягається усунення просадочних властивостей ґрунтів, збільшення їх модуля деформації в 2–4 рази, а щільності – в 1,2–1,5 разів, підвищення характеристик міцності на 20–50 % й зростання розрахункового опору ґрунту в 1,5–2,5 рази тощо.

Для зниження водопроникності масиву іноді застосовують нагнітання розплавленого бітуму або бітумної емульсії в скельну породу. У цьому випадку ін'єктори розташовують на відстані 0,8–2 м. Для того щоб бітум не холонув під час закачування його в ін'єктори, останні обігрівають за допомогою електричного струму. Закачування бітумної емульсії такого обігрівання не потребує. *Бітумізацію* використовують також для утворення водонепроникних завіс.

Суть *термічного закріплення ґрунту* полягає в спалюванні рідкого, твердого, газоподібного палива, яке через форсунку під тиском подають у пробурені свердловини у товщах лесових ґрунтів, котрі віднесено до ґрунтових умов II типу. Одночасно в свердловину за допомогою компресора через трубу подають повітря, щоб забезпечити горіння факела. Після підвищення температури в свердловині до $400\text{ }^{\circ}\text{C}$ починається активне випалювання лесового ґрунту по її стінках. Випалювання продовжують протягом 5...10 діб із регулюванням рівня тиску та місця обмежувачого сальника в свердловині. Створюється стовп випаленого ґрунту діаметром 1,5...3 м. Найбільша висота стовпа – 18–19 м.

Якщо коефіцієнт фільтрації слабкого ґрунту менший за 0,2 м/добу, застосувати силікатизацію неможливо, як і інші з розглянутих вище прийомів закріплення. Відомо, що при пропусканні через ґрунт постійного електричного струму виникає рух вільної та зв'язної води від позитивного електрода (анода) до негативного (катода). Це явище одержало назву *електроосмосу*.

Якщо відкачувати воду, що скупчується біля катода, можна значно зменшити вологість ґрунту. Якщо розмістити електроди паралельними рядами на відстані 0,5-3 м і підключити до одного ряду позитивний полюс генератора постійного струму, а до другого – негативний, то, використовуючи як катоди звичайні голкофільтри, можна порівняно легко осушити глинисті ґрунти з малими коефіцієнтами фільтрації, з яких інакше відкачати ґрунтову воду неможливо. На рис. 6.5 показана схема обладнання для використання явища електроосмосу.

Удосконалюючи таку схему, можна і позитивні електроди (анооди) зробити перфорованими й нагнітати через них у ґрунт рідке скло та коагулятори. Одночасно з рухом води в цьому випадку відбувається закріплення ґрунту. Відстань між електродами приймають таку ж, як і для електроосмосу, а щільність струму визначають дослідним шляхом.

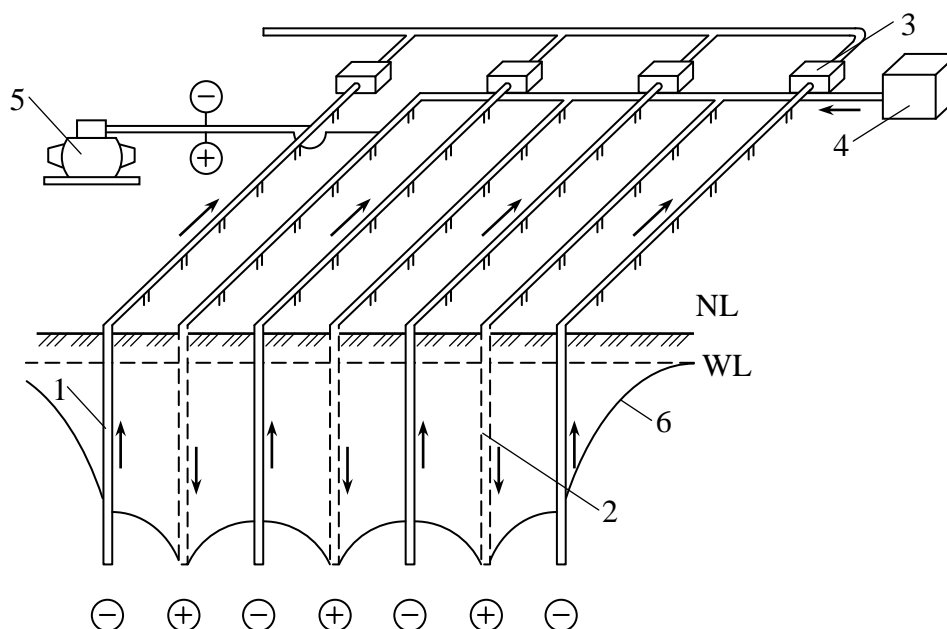


Рис. 6.5. Осушення та електрохімічне закріплення ґрунту:
1 – голкофільтри (катооди); 2 – ін'єктори для нагнітання сольових розчинів (анооди); 3 – насоси для відкачування ґрунтової води; 4 – насос для нагнітання розчину; 5 – генератор постійного струму; 6 – депресійна крива

Електрохімічне закріплення ґрунту базується на спроможності іонів заліза, дисоційованих при пропусканні постійного електричного струму, вступати в реакцію з ґрунтом, утворювати з ним цементуючі з'єднання. Після пропускання електричного струму навкруги сталевих паль міцність ґрунту підвищується за рахунок: спроможності електролітично асоційованого заліза утворювати у ґрунті цементуючі новоутворення; участі реакційно спроможного кремнезему, що міститься у ґрунтах і теж утворює цементуючі з'єднання під впливом постійного електроструму.

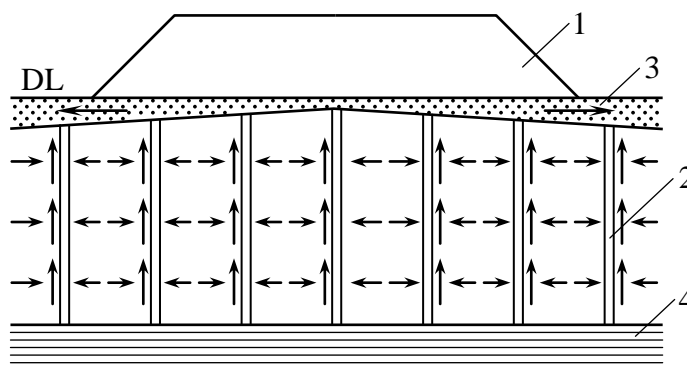


Рис. 6.6 Схема ущільнення водонасиченого ґрунту за допомогою штучних дренажів та з використанням додаткового навантаження.

1 – насип; 2 – вертикальні дренажі; 3 – піщаний дренаж; 4 – щільний підстильний ґрунт

При здійсненні водозниження в слабких водонасичених ґрунтах можливе поступове ущільнення шару. Якщо на будівельному майданчику влаштувати водозниження, то осушення масиву буде супроводжуватися його компресійним самоущільненням. Швидкість самоущільнення залежить від швидкості відкачування. Слід мати на увазі, що у глинистих ґрунтах із малим коефіцієнтом фільтрації процес самоущільнення може тривати десятиліттями. Це стосується насамперед дуже пористих водонасичених глин і суглинків, а також торфів.

Для прискорення ущільнення таких ґрунтів використовують додаткове навантаження шару слабого водонасиченого ґрунту насипом і улаштуванням водозбірних дренажів у шарі слабого водонасиченого ґрунту (рис. 6.6.)

Дренування полягає в створенні штучних пор для руху ґрунтової води в завчасно передбаченому напрямі. Для цього поверхню ділянки планують зі схилом від середини до краю, на неї укладають шар матеріалу, що добре фільтрує. У товщі слабого ґрунту влаштовують піщані палі або за допомогою механізмів занурюють картонні дренажі заводського виготовлення. План розміщення дренажів, їх переріз та відстань між ними встановлюють розрахунком, виходячи з умови 90-відсоткової консолідації деформацій основ або залежно від строку ущільнення ґрунту будівельного майданчика. Дренажі розміщують у вершинах квадратів або рівнобічних трикутників із відстанями між піщаними стовпами 1,5–3 м, а між дренажами 0,5–2 м.

Далі з місцевого ґрунту влаштовують штучний насип, який являє собою навантаження товщі слабого ґрунту, що спричиняє в ґрунтовій воді поровий тиск, а потім і рух води по палях або дренажах угору й по фільтруючому шару за межі ділянки. У міру витиснення води поступово відбувається ущільнення. Такий метод доцільно використовувати при невеликій структурній міцності слабого ґрунту та початковому градієнті напору підземної води.

З розвитком технологій влаштування набивних паль отримав впровадження метод влаштування штучних основ *армуванням слабких ґрунтів вертикальними жорсткими елементами*. Ефект армування основ полягає в тому, що у певному об'ємі слабого ґрунту частина його замінюється жорстким матеріалом з достатньо великим модулем деформації. Модуль деформації створеної штучної основи визначають як середньовиважений. Його регулюють зміною відстані між сусідніми елементами армування. Жорсткі елементи виготовляють за допомогою *ґрутонабивної, буронабивної чи струминної* технологій. Між головами елементів армування та фундаментом немає безпосереднього контакту. Їх розділяє подушка із щебеню товщиною в половину відстані між сусідні-

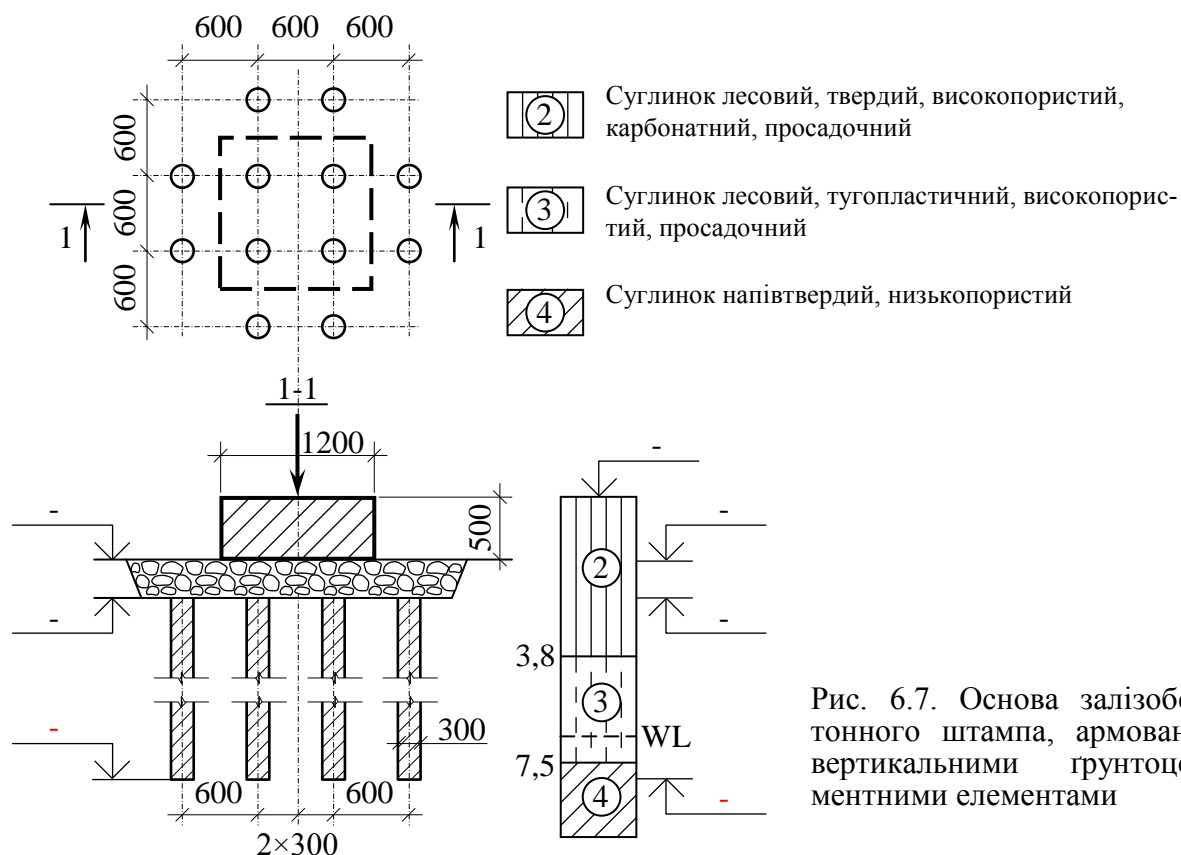


Рис. 6.7. Основа залізобетонного штампа, армована вертикальними ґрунтоцементними елементами

ми елементами армування (рис. 6.7).

Наприклад, при використанні бурозмішувальної технології за допомогою спеціального обладнання ґрунт розпушують безпосередньо в масиві. Одночасно у розпушений ґрунт нагнітають цементну суспензію та виконують перемішування й ущільнення ґрунтоцементної суміші. Після тужавіння суміші за всією товщиною слабкого шару утворюється міцний ґрунтоцементний матеріал, який не розмокає у водному середовищі. Такі елементи можливо створювати й у водонасиченому ґрунті. Досліди з визначення міцності ґрунтоцементу в часі показали зростання її навіть через роки після виготовлення. Внаслідок армування основи вертикальними ґрунтоцементними елементами модуль деформації ґрунту при водонасиченні до $S_r > 0,80$ збільшився у 3 рази, а розрахунковий опір – більше ніж удвічі.

Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.
3. Далматов, Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты / Б.И. Далматов. – Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.
4. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
5. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах / В.И. Крутов. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с.
6. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах / В.И. Крутов. – К.: Будівельник, 1982. – 224 с.
7. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А. Сорочана, Ю.Г. Трофименкова. – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
8. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986. – 415 с.
9. Ржаницын Б.А. Химическое закрепление грунтов в строительстве / Б.А. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1986. – 264 с.
10. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников, В.А. Муха, А.В. Яковлев, О.В. Андрієвська, С.В. Біда. – К.: Урожай, 2002. – 423 с.

7. ФУНДАМЕНТИ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД В ОСОБЛИВИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

7.1. ЗАГАЛЬНІ ВІДОМОСТІ

Якщо в процесі експлуатації споруди її основа зазнає не лише осідання, а й інші види деформацій, такі як просідання, підйоми, горизонтальні переміщення чи провали, говорять, що споруда експлуатується в особливих інженерно-геологічних умовах.

Для більшої наочності характеристика особливих інженерно-геологічних умов будівництва представлена в табличній формі.

Таблиця 7.1. Особливі інженерно-геологічні умови

№№ з/п	Види особливих умов	Фізичні процеси і явища	Види деформацій основи
1	2	3	4
1	Просадочні ґрунти	Руйнування структурних зв'язків при замочуванні чи підвищенні вологості вище певного рівня.	Осідання при постійних значеннях навантажень на основу чи осідання від власної ваги ґрунту.
2	Набухаючі ґрунти	Збільшення об'єму ґрунту (набухання) при підвищенні його вологості за рахунок збільшення товщини плівок молекулярно-зв'язаної води і зменшення об'єму ґрунту (усадка) при зниженні його вологості (зворотний процес).	Підйом основи при набуханні ґрунту й осідання основи при усадці ґрунту.
3	Водонасичені біогенні ґрунти і мули	Тривалий нестабілізований стан за рахунок повільно протікаючих процесів фільтраційної консолідації і вираженої анізотропії.	Нестационарні осідання, що визначаються на розрахункові періоди експлуатації споруди.
4	Елювіальні ґрунти	Значна неоднорідність ґрунтів з глибиною й у плані за рахунок різного ступеня вивітрілості скельних порід на місці свого утворення і присутності різних типів нескельних ґрунтів.	Нерівномірне осідання основи в плані споруди, при цьому ступінь мінливості стискуваності ґрунтів основи в плані споруди $\alpha_E > 2$.
5	Засолені ґрунти	Фільтраційні процеси в ґрунтах супроводжуються хімічною суфозією у формі масо-перенесення розчинених у воді солей.	Суфозійне осідання S_{sf} , що визначається за величиною відносного суфозійного стиску ϵ_{sf} .
6	Насипні ґрунти	Поступове ущільнення ґрунту під дією власної ваги, самоущільнення за рахунок розкладання органічних включень.	Нерівномірна стискуваність основи, додаткове осідання за рахунок розкладання органічних речовин.

Продовження таблиці 7.1

1	2	3	4
7	Мерзлі ґрунти	Зміна об'єму діяльного шару ґрунту при його сезонному заморожуванні (збільшення) і відтаванні (зменшення).	Підйом основи і сили морозного здимання при замерзанні діяльного шару, відносна просадочність мерзлого ґрунту при відтаванні ϵ_{th} .
8	Пучинисті ґрунти	Збільшення об'єму порової води при її охолодженні в діапазоні $+4^{\circ}-0^{\circ} C$, що супроводжується збільшенням об'єму пучинистого ґрунту.	Підйом основи і сили морозного здимання при замерзанні пучинистого ґрунту, відносна просадочність пучинистого ґрунту при відтаванні ϵ_{th} .
9	Намивні ґрунти	Неоднорідність багатшарових основ за рахунок мінливості складу і властивостей ґрунтів у плані і з глибиною.	Самоущільнення товщі намивних ґрунтів і додаткові осідання за рахунок незавершеної консолідації підстилаючих шарів ґрунту.
10	Підтоплені території	Зменшення міцносних характеристик ґрунтів, збільшення питомої ваги ґрунту за рахунок збільшення вологості чи виважуюча дія ґрунтової води.	Прояв додаткових осідань основи залежно від ґрунтових умов і рівня ґрунтових вод.
11	Підроблювані території	Зсуви земної поверхні в результаті утворення порожнеч у гірському масиві при підземній розробці корисних копалин.	Осідання (η), нахили (i) і викривлення земної поверхні (R), горизонтальні зрушення (ζ) і деформації (ϵ).
12	Закарстовані території	Осідання і провали на земній поверхні в результаті втрати стійкості склепінь карстово-суфозійних порожнин.	Провали на земній поверхні, які характеризуються діаметром вирви; мульда зрушення, що характеризується параметрами за аналогією з підроблюваними територіями.
13	Зсувонебезпечні території	Рух масивів ґрунту під дією гравітаційних і фільтраційних сил по схилу.	Розвиток складних деформацій, прогноз яких практично неможливий. Прогнозуванню піддається тільки стійкість схилу.
14	Сейсмічно небезпечні території	Впливи у виді вимушених коливань земної поверхні при землетрусах.	Прояв додаткових деформацій, прогноз яких досить складний. Розрахунок основ виконується за несучою здатністю.
15	Будівництво в умовах техногенного впливу	Додаткові статичні і динамічні навантаження на побудовані будівлі і споруди.	Прояв додаткових деформацій основи, прогноз яких вимагає виконання спеціальних розрахунків.

Зведення будівель і споруд в особливих інженерно-геологічних умовах зв'язано з додатковими матеріальними витратами на здійснення конструктивних заходів захисту, спрямованих на підвищення міцності і жорсткості конструктивної системи чи на підвищення її піддатливості з метою пристосування до нерівномірних деформацій основи.

Розрізняють такі принципи конструктивних заходів захисту будівель і споруд, призначених для будівництва в особливих інженерно-геологічних умовах.

Принцип жорсткості припускає виключення можливості взаємного переміщення окремих елементів несучих конструкцій при деформаціях основи за рахунок посилення конструкцій і зв'язків між ними, а також влаштування додаткових конструктивних елементів, наприклад замкнутих поповерхових залізобетонних поясів.

Принцип піддатливості припускає забезпечення можливості пристосування конструкцій без появи в них додаткових зусиль до нерівномірних деформацій земної поверхні за рахунок поділу будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки, влаштування швів ковзання, уведення шарнірних і податливих зв'язків між елементами несучих і огороджуючих, зниження жорсткості несучих конструкцій, уведення гнучких вставок і компенсаційних пристроїв.

Комбінований принцип припускає сполучення елементів принципу жорсткості і принципу піддатливості, наприклад поділ будівлі на короткі жорсткі відсіки і т.п.

Як уже відзначалося, будівництво будівель і споруд в особливих інженерно-геологічних умовах сполучено з додатковими матеріальними витратами на здійснення конструктивних заходів захисту від впливу нерівномірних деформацій основ і фундаментів. За довідковими даними, вартість зведення фундаментів будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах може перевищувати їхню вартість у звичайних умовах будівництва на 10 – 50 %.

Будівлі і споруди в особливих інженерно-геологічних умовах розраховують на особливі сполучення навантажень, що включають впливи у вигляді додаткових нерівномірних переміщень (осідань, кренів і горизонтальних зсувів) деформованої основи. Розрізняють два види нерівномірних переміщень деформованої основи в таких розрахунках:

- переміщення від навантажень на основу, викликані зміною деформаційних характеристик ґрунтів у стисливій товщі;
- вимушені переміщення основи, величини яких не залежать від навантажень, переданих спорудою на основу.

Прикладом нерівномірних осідань першого виду є осідання лесових ґрунтів у стисливій товщі основи при їхньому замочанні під дією навантажень від споруди.

Прикладом нерівномірних переміщень другого виду є зрушення земної поверхні від впливу підземних гірських виробок чи від осідань ґрунтів основи за межами стисливої товщі, наприклад при замочуванні просадочної товщі лесових ґрунтів (осідання від власної ваги ґрунту).

Нерівномірні осідання першого виду враховують у розрахунках споруд за

схемою конструкцій на деформованій основі змінної жорсткості. Нерівномірні переміщення другого виду враховують у розрахунковій схемі споруди на деформованій основі як вимушені переміщення границі стисливої товщі (наприклад, як вимушені переміщення опорних перетинів стрижнів, що моделюють стисливу товщу основи).

7.2. ПРОСАДОЧНІ ҐРУНТИ

При проектуванні основ, складених просадочними ґрунтами, повинні враховуватися (рис. 7.1):

а) осідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$, що відбуваються в межах верхньої зони осідання $h_{sl,p}$ від підшови фундаменту до глибини, де сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту рівні початковому просадочному тиску p_{sl} чи сума зазначених напруг, більша p_{sl} , мінімальна;

б) осідання від власної ваги ґрунту $s_{sl,g}$, що відбуваються в нижній зоні осідання $h_{sl,g}$, починаючи з глибини, де сумарні вертикальні напруження перевищують початковий просадочний тиск p_{sl} чи сума вертикальних напруг від власної ваги ґрунту і зовнішнього навантаження, більша p_{sl} , мінімальна, і до нижньої границі просадочної товщі;

в) нерівномірність осідання ґрунтів Δs_{sl} ;

г) горизонтальні переміщення основи u_{sl} у межах криволінійної частини просадної воронки при осіданні ґрунтів від власної ваги.

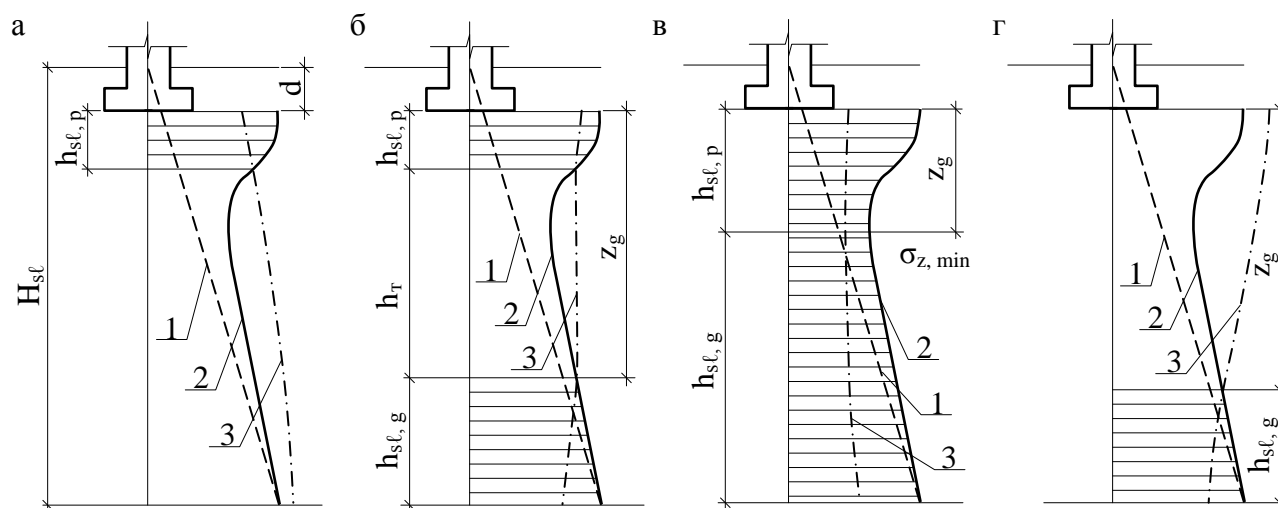


Рис. 7.1. Схеми до визначення просідання основи:

а – просідання від власної ваги $s_{sl,g}$ відсутнє (не перевищує 5 см), можливе лише просідання від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$ у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$ (I тип ґрунтових умов); б, в, г – можливе просідання від власної ваги $s_{sl,g}$ в нижній зоні просідання $h_{sl,g}$, розпочинаючи з глибини z_g (II тип ґрунтових умов); б – верхня і нижня зони просідання не зливаються, присутня нейтральна зона h_n ; в – верхня і нижня зони просідання зливаються; г – просідання від власної ваги відсутнє; 1 – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zg} ; 2 – сумарні вертикальні навантаження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; 3 – зміна з глибиною початкового просадочного тиску p_{sl} ; H_{sl} – товща шару просадочних ґрунтів (просадочна товща); d – глибина закладання фундаментів

Осідання ґрунтів враховують при відносній просадочності $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Ґрунтові умови майданчиків, складених просадочними ґрунтами, залежно від можливості прояву осідання ґрунтів від власної ваги підрозділяють на два типи:

– ґрунтові умови, у яких можливе в основному просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження $s_{sl,p}$, а просідання ґрунтів від власної ваги $s_{sl,g}$ відсутнє чи не перевищує 5 см;

– ґрунтові умови, у яких, крім просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження, можливе їхнє просідання від власної ваги та величина його перевищує 5 см (при цьому просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження може бути відсутнім).

Осідання ґрунтів s_{sl} основи при збільшенні їхньої вологості внаслідок замокання зверху великих площ, а також замокання знизу при підйомі рівня ґрунтових вод визначають за формулою

$$s_{sl} = \sum \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}, \quad (7.1)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносна просадочність i -го шару ґрунту; h_i – товщина i -го шару ґрунту; n – число шарів, на які розбита зона просідання h_{sl} , рівна $h_{sl,p}$ чи $h_{sl,g}$.

Коефіцієнт $k_{sl,i}$, що входить у формулу (7.1), приймають при підсумовуванні в зоні $h_{sl,p}$ рівним:

при ширині подошви фундаменту $b \geq 12$ м – 1,0;

при ширині подошви фундаменту $b \leq 3$ м – за формулою

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5(p - p_{sl,i}) / p_0, \quad (7.2)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту; $p_{sl,i}$ – початковий просадочний тиск i -го шару ґрунту; p_0 – тиск, рівний 100 кПа;

при ширині подошви фундаменту $3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$ – за інтерполяцією між значеннями $k_{sl,i}$, отриманими при $b=3$ м та $b=12$ м.

При підсумовуванні в зоні $h_{sl,g}$ коефіцієнт $k_{sl,i}$ приймають рівним:

при $H_{sl} \leq 15$ м – 1,0;

при $H_{sl} \geq 20$ м – 1,25;

при проміжних значеннях H_{sl} – за інтерполяцією між зазначеними вище величинами.

Розрахунковий опір основи R при можливому замоканні просадочних ґрунтів приймають рівним:

а) початковому просадочному тиску p_{sl} – якщо усунення можливості просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження здійснюють шляхом зниження тисків під подошвою фундаменту;

б) величині, визначеній за нормами на проектування основ з використанням розрахункових значень характеристик міцності (c_{II} , φ_{II}) у водонасиченому стані.

Попередні розміри фундаментів споруд, що зводять на просадочних ґрунтах, призначають, виходячи з табличних значень розрахункових опорів основи R_0 для просадочних ґрунтів.

Будівлі і споруди, проєктовані для будівництва в ґрунтових умовах при $s_{sl,p} < 5$ см, доцільно розраховувати при найбільш несприятливій зміні жорсткості основи при місцевому його замочуванні:

- а) під серединою будівлі (споруди);
 б) у торці будівлі (споруди).

Залежно від очікуваних деформацій земної поверхні території на просадочних ґрунтах підрозділяють на групи за умовами будівництва.

Для ґрунтових умов при $s_{sl,p} < 5$ см:

Таблиця 7.2. Групи територій для просадочних ґрунтів з $s_{sl,p} < 5$ см

Група умов будівництва	Просадочність основи	Деформації основи	
		осідання від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$	відносна різниця осідань від зовнішнього навантаження $i_{sl,p} = \Delta S_{sl,p} / L$
I	не усунута	$S_{sl,p}^{max}$	$i_{sl,p}^{max}$
II	усунута частково	$S_{sl,p}^{max} > S_{sl,p} > 0$	$i_{sl,p}^{max} > i_{sl,p} > 0$
III	усунута цілком	$S_{sl,p} = 0$	$i_{sl,p} = 0$

L – відстань між фундаментами будівлі (споруди)

Для ґрунтових умов з $s_{sl,p} > 5$ см:

Таблиця 7.3. Групи територій для просадочних ґрунтів з $s_{sl,p} > 5$ см

Група умов будівництва	Деформації земної поверхні, мм/м		Показник, мм/м, $K = S_{sl,g} / r$
	відносна горизонтальна	нахил	
0	$\varepsilon > 12$	$i > 18$	$K > 11$
I	$12 \geq \varepsilon > 8$	$18 \geq i > 13.5$	$11 \geq K > 9$
II	$8 \geq \varepsilon > 5$	$13.5 \geq i > 10$	$9 \geq K > 6$
III	$5 \geq \varepsilon > 3$	$10 \geq i > 7.5$	$6 \geq K > 4$
IV	$3 \geq \varepsilon > 0$	$7.5 \geq i > 0$	$4 \geq K > 0$

r – розрахункова довжина криволінійної ділянки осідання ґрунту від власної ваги

Будівлі та споруди, що проектують для зведення в ґрунтових умовах II типу за просадочністю, варто розраховувати при найбільш несприятливому розташуванні просадочної воронки стосовно будівлі. Впливи на споруди від просідання основи багато в чому подібні впливам підроблюваної основи. З цієї причини конструктивні заходи захисту фундаментів споруд на просадочних ґрунтах часто збігаються з такими для підроблюваних територій.

Найбільш розповсюдженим конструктивним заходом захисту є поділ будівлі на відсіки осадочними швами. Осадочні шви повинні розташовуватися в місцях різкої зміни висоти і навантажень на фундаменти, зміни товщини шару просадочних ґрунтів і конструкції фундаментів, біля поперечних стін і т.п. Відстань між осадочними швами призначають з розрахунку конструкцій на вигин і орієнтовно приймають рівною для житлових, цивільних і промислових багатоповерхових будівель 20 – 40 м, а для промислових одноповерхових будівель 40 – 80 м.

Конструкції осадочних швів повинні забезпечувати можливість вертикальних і горизонтальних переміщень окремих відсіків. У місцях улаштування цих швів звичайно виконують парні стіни чи колони. Осадочні шви повинні розділяти суміжні відсіки будівель по усій висоті, включаючи покрівлю, а в окремих випадках – фундаменти. При однакових навантаженнях на фундаменти допускають суміжні стіни ставити на загальну фундаментну подушку. Ширину швів призначають з розрахунку на горизонтальні переміщення і нахили окремих відсіків при осіданнях ґрунтів від власної ваги (II тип за просадочністю).

Залежно від конструктивних особливостей і чутливості до нерівномірних деформацій ґрунтів основи будівель і споруд підрозділяють на жорсткі і податливі (гнучкі).

До жорстких споруд відносять споруди, що осідають як одне просторово ціле: димові труби, залізобетонні силоси, водонапірні башти.

Відносно жорсткими є споруди, що складаються з жорстко зв'язаних між собою елементів, наприклад житлові і цивільні безкаркасні будівлі, багатоповерхові каркасно-панельні будівлі.

Податливими (гнучкими) є споруди, елементи яких шарнірно зв'язані між собою і взаємні переміщення яких унаслідок нерівномірних деформацій ґрунтів основ не приводять до істотних додаткових зусиль у конструкціях, наприклад одноповерхові каркасні промислові будівлі, естакади із шарнірним сполученням верха колон тощо.

Залежно від конструктивної системи споруди (жорсткої, відносно жорсткої, податливої) заходи захисту від осідання основи призначають відповідно до принципів жорсткості чи піддатливості. Спеціальними заходами є заходи, спрямовані на відновлення проектного положення конструкцій, частин будівлі й устаткування, що отримали неприпустимі осідання і крени.

Заходи щодо принципу жорсткості включають:

- влаштування залізобетонних поясів чи армованих швів;
- зміна виду і ступеня армування окремих залізобетонних елементів;
- збільшення міцності стиків між окремими елементами конструкцій;
- влаштування жорстких горизонтальних діафрагм зі збірних залізобетонних елементів;
- підсилення фундаментно-підвальної частини будівель і споруд шляхом застосування монолітних чи збірно-монолітних фундаментів, фундаментних зв'язків – розпірок тощо.

Залізобетонні пояси й армовані шви влаштовують для підвищення міцності стін і збільшення загальної жорсткості будівель.

У великопанельних будівлях поповерхові пояси виконують шляхом стикування верхньої арматури панелей, розташованої в перемичках над пройомами. У великоблочних будівлях як пояси використовують поясні блоки і блоки-перемички, відповідним чином армовані і з'єднані між собою за допомогою зварювання арматури і наступного замонолічування стиків.

Посилення фундаментно-підвальної частини будівель і споруд здійснюють шляхом улаштування стрічкових монолітних чи збірномонілітних фундаментів під стіни чи колони при кроці їх до 6 м.

Стрічкові фундаменти повинні мати два пояси, розташовані у верхній і нижній частинах. Як нижній пояс доцільно використовувати монолітну фундаментну подушку, а в якості верхнього – обв'язувальну цокольну балку.

У фундаментах з крупних панелей як пояси використовують посилене армування верхньої і нижньої частини панелей. Поясну арматуру в панелях сполучають за допомогою зварювання.

Заходи щодо принципу піддатливості включають:

- забезпечення гнучкого зв'язку між окремими елементами конструкцій;
- збільшення площі обпирання окремих конструктивних елементів;
- збільшення стійкості елементів конструкцій при підвищених деформаціях основи;
- підвищення волого- і водонепроникності стиків між окремими елементами конструкцій, що зміщуються один відносно одного.

Збільшення стійкості елементів конструкцій при підвищених нерівномірних вертикальних і горизонтальних деформаціях ґрунтів в основі досягають шляхом постановки додаткових зв'язків між колонами, фермами, балками і т.п. як у вертикальній, так і горизонтальній площинах.

Нормами встановлено наступні пріоритети заходів захисту фундаментів споруд на просадочних ґрунтах:

- усунення просадочних властивостей ґрунтів у межах усієї просадочної товщі (як правило, це ґрунтові умови при $s_{sl,p} < 5$ см);
- прорізання просадочної товщі глибокими фундаментами, у тому числі палювими і масивами із закріпленого ґрунту;
- комплекс заходів, що включає часткове усунення просадочних властивостей ґрунтів, водозахисні і конструктивні заходи.

Конструктивні заходи були розглянуті нами вище.

Усунення просадочних властивостей ґрунтів досягають:

а) у межах верхньої зони просідання – ущільненням важкими трамбівками, влаштуванням ґрунтових подушок, витрамбовуванням котлованів, у тому числі з улаштуванням розширень з жорсткого матеріалу, хімічним чи термічним закріпленням ґрунту;

б) у межах усієї просадочної товщі глибинним ущільненням ґрунтовими паями в пробитих свердловинах, попереднім замочуванням ґрунтів основи, у тому числі з глибинними вибухами, хімічним чи термічним закріпленням.

При проектуванні глибоких фундаментів доцільно враховувати:

- у ґрунтових умовах при $s_{sl,p} < 5$ см – опір ґрунту за бічною поверхнею фундаменту;
- у ґрунтових умовах при – негативне тертя ґрунту за бічною поверхнею фундаменту, що виникає при осіданні ґрунтів від власної ваги .

Комплекс заходів, що включає ущільнення ґрунтів у межах деформованої зони, водозахисні і конструктивні заходи застосовують на площадках із ґрунтовими умовами при $s_{sl,p} > 5$ см.

На площадках із ґрунтовими умовами при $s_{sl,p} < 5$ см водозахисні і конструктивні заходи повинні передбачатися тільки в тих випадках, коли не можуть бути усунуті просадочні властивості ґрунтів у межах деформованої зони чи застосоване прорізання її глибокими фундаментами.

7.3. НАБУХАЮЧІ ҐРУНТИ

Основи, складені ґрунтами, що набухають, повинні проектуватися з урахуванням особливості таких ґрунтів при підвищенні вологості збільшуватися в об'ємі – набухати. При наступному зниженні вологості ґрунтів, що набухають, відбувається зворотний процес – усадка.

Необхідно враховувати, що здатністю набухати при збільшенні вологості володіють деякі види шлаків, наприклад шлаки електроплавильних виробництв.

Набухати можуть звичайні (ненабухаючі) глинисті ґрунти, якщо вони замочуються відходами виробництв, наприклад розчинами сірчаної кислоти.

Можливість набухання нескільких ґрунтів при їхньому замочуванні відходами виробництва встановлюють дослідним шляхом у лабораторних чи польових умовах. Підйом основи при набуханні ґрунту h_{sw} визначають за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} \cdot h_i \cdot k_{sw,i}, \quad (7.3)$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ – відносне набухання ґрунту i -го шару; h_i – товщина i -го шару; $k_{sw,i}$ – коефіцієнт, що враховує напружений стан ґрунтового масиву; n – число шарів, на які розбита зона набухання ґрунту.

Коефіцієнт k_{sw} , що входить у формулу (7.3), залежно від сумарного вертикального напруження $\sigma_{z,tot}$ на розглянутій глибині приймають рівним:

- при $\sigma_{z,tot} = 50$ кПа – $k_{sw} = 0,8$;
- при $\sigma_{z,tot} = 300$ кПа – $k_{sw} = 0,6$;
- при інших значеннях $\sigma_{z,tot}$ – за інтерполяцією.

Сумарне вертикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ на глибині z від подошви фундаменту (рис. 7.2) визначають за формулою

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,ad}, \quad (7.4)$$

де σ_{zp} – вертикальне напруження від навантаження; σ_{zg} – вертикальне напруження від власної ваги; $\sigma_{z,ad}$ – додатковий вертикальний тиск, викликаний впливом ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, визначений за формулою

$$\sigma_{z,ad} = k_g \cdot \gamma \cdot (d+z), \quad (7.5)$$

де k_g – коефіцієнт, що залежить від співвідношень геометричних параметрів площі, що замочується, і відносної глибини шару $(d+z)/B_w$.

Нижню границю зони набухання H_{sw} (рис. 7.2) приймають залежно від схеми замочування основи: при інфільтрації води приймається на глибині, де сумарне вер-

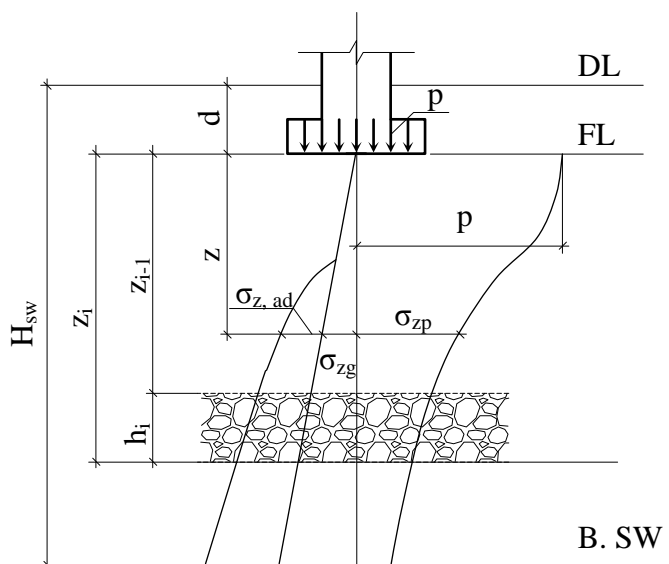


Рис. 7.2. Схема до визначення величини підйому основи при набуханні ґрунту

тикальне напруження $\sigma_{z,tot}$ дорівнює тиску набухання p_{sw} ; при екрануванні поверхневого та зміні водно-теплого режиму – визначають дослідним шляхом. За відсутності дослідних даних приймають $H_{sw}=5$ м.

Осідання основи в результаті висихання набухаючого ґрунту s_{sh} визначають за формулою

$$s_{sh} = \sum \varepsilon_{sh,i} \cdot h_i \cdot k_{sh}, \quad (7.6)$$

де s_{sh} – відносна лінійна усадка ґрунту i -го шару; h_i – товщина i -го шару ґрунту; k_{sh} – коефіцієнт, прийнятий рівним 1,3; n – кількість шарів, на які розбивають зону усадки ґрунту.

Таким чином, деформації основи в результаті набухання й усадки ґрунтів залежать від тиску на основу, виду і складу ґрунту, товщини шару набухаючого ґрунту, площі замочування, фізичних і хімічних властивостей рідини, що замочує основу. Тиск, що діє на ґрунт, значною мірою впливає на величину набухання: з його збільшенням набухання зменшується. Найбільш різкі зменшення спостерігаються при зростанні тиску від 0 до 150 кПа. При більшому тиску це зменшення виявляється не так інтенсивно. При $p > p_{sw}$ набухання ґрунту не відбувається. Стан ґрунту – вологість і щільність – впливають на величину набухання. Зі зростанням початкової вологості зменшується набухання, а при певній початковій вологості, рівній вологості набухання w_{sw} , деформації розущільнення не відбуваються. На противагу цьому зі збільшенням початкової щільності лінійно зростає набухання ґрунту. Існує так звана початкова щільність p_{sw} , при якій набухання відсутнє.

При проектуванні заглиблених частин споруд повинні враховуватися горизонтальні тиски, що виникають при набряканні й усадці ґрунтів.

Процеси набухання й усадки визначаються закономірностями колоїдної хімії для тонкодисперсних середовищ. Набухання зв'язане з утворенням тонких водяних плівок (електролітів) між мікрочастинками ґрунту, утримуваних силами електростатичного притягання. Усадка пов'язана зі зменшенням товщини плівкової води. Таким способом механізм усадки принципово відрізняється від процесів фільтраційної консолідації, зв'язаних з видавлюванням порової води.

Підйом основи в результаті набухання ґрунту визначається в припущенні, що осідання основи від зовнішнього навантаження стабілізувалися. При визначенні деформацій основи осідання її від зовнішнього навантаження і можливе осідання від зменшення вологості ґрунту, що набухає, повинні підсумовуватись.

При розрахунку основ із ґрунтів, що набухають, повинні застосовуватися характеристики ґрунтів при їхній природній щільності і вологості. При визначенні розрахункового опору основи з ґрунтів, що набухають, рекомендується враховувати допустимість його підвищення в 1,2 рази, що буде сприяти зменшенню величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту.

Заходи щодо усунення впливу набухання й усадки ґрунтів на фундаменти споруд передбачають наступне: водозахисні заходи; попереднє замочування основи в межах усієї чи частини товщі ґрунтів, що набухають; застосування компенсуючих піщаних подушок; повна чи часткова заміна шару ґрунту, що набухає, ненабухаючим; повне чи часткове прорізання фундаментами шару

грунту, що набухає.

Зменшення величини підйому фундаменту на природній основі з ґрунтів, що набухають, може забезпечуватися шляхом анкерування фундаментів за допомогою паль, що частково чи цілком прорізають шар, що набухає. При цьому навантаження, передане спорудою, сприймається фундаментом і палями. У цьому випадку повинна забезпечуватися спільна робота системи "фундамент-паль". Конструктивні заходи захисту споруд на ґрунтах, що набухають, включають поділ споруд на відсіки, устрій поповерхових і фундаментних поясів і інші заходи, які застосовуються для будівель і споруд на підроблюваних територіях і просадочних ґрунтах.

7.4. ВОДОНАСИЧЕНІ БІОГЕННІ ҐРУНТИ ТА МУЛИ

Основи, складені водонасиченими біогенними ґрунтами (заторфованими, торфами і сапропелями) і мулами або які включають ці ґрунти, слід проектувати з урахуванням їхньої великої стискуваності, повільного розвитку осідань у часі та можливості в зв'язку з цим виникнення нестабілізованого стану, істотної мінливості й анізотропії міцносних, деформаційних і фільтраційних характеристик і зміни їх у процесі консолідації основи, а також значної тиксотропії мулів. Варто враховувати також, що підземні води в біогенних ґрунтах і мулах, як правило, сильно агресивні до матеріалів підземних конструкцій.

Деформаційні, міцносні і фільтраційні характеристики біогенних ґрунтів і мулів повинні визначатися при тисках чи у діапазоні тисків, що відповідають напруженому стану основи проектованої споруди.

Характеристики біогенних ґрунтів і мулів повинні встановлюватися при випробуванні зразків ґрунту у вертикальному і горизонтальному напрямку, тобто з урахуванням анізотропії. Попередньо характеристики біогенних ґрунтів і мулів допускається визначати за довідковими таблицями, що є в нормах.

Розрахунок основ, складених біогенними ґрунтами і мулами, повинен виконуватися з урахуванням швидкості передачі навантаження на основу, зміни ефективних напруг у ґрунті в процесі консолідації основи, анізотропії властивостей ґрунтів. При цьому допускається використовувати методи лінійної теорії консолідації ґрунтів.

За наявності дренальних шарів в основі необхідно враховувати фільтрацію порової води у напрямку дренального шару, а за наявності піщаної подушки під фундаментом – також у бік цієї подушки.

Силу граничного опору основи N_u , складеної біогенними ґрунтами, що повільно ущільнюються, при дії вертикального навантаження для стрічкового фундаменту допускається визначати за формулою

$$N_u = b'(q + 5,14c_f), \quad (7.7)$$

де b' – приведена ширина фундаменту, яку визначають за нормами на проектування основ; q – привантаження; c – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту.

Силу граничного опору однорідної основи для прямокутного фундаменту визначають за формулою (Ж.3) ДБН В.2.1-10-2009, приймаючи $\varphi_f = 0$ і

$$\xi_c = 2 + 0,21\eta, \eta = \ell' / b' /$$

Якщо основа, складена біогенними ґрунтами чи мулами, є дном водойми, то на його поверхню необхідно намити через воду піщаний шар, що забезпечить вільний вихід води з ґрунту і його ущільнення при дії на ґрунт навантаження від ваги намитого піску і від споруди. Обпирання фундаментів безпосередньо на поверхню сильнозаторфованих ґрунтів, торфів, слабомінеральних сапропелів і мулів не допускається.

У розрахунку за деформаціями основи, що містить біогенні ґрунти чи мули, межу стисливої товщі рекомендують приймати на такій глибині, де додаткові напруження становлять 3 кПа. Додаткове осідання фундаментів за рахунок розкладання (мінералізації) органічних включень можна не враховувати, якщо в період терміну служби споруди рівень ґрунтових вод не буде знижуватися.

Розрахунковий опір основи, складеної біогенними ґрунтами чи мулами, визначають за розрахунковими характеристиками ґрунту для II групи граничних станів відповідно до норм на проектування звичайних основ. Відмінність полягає у визначенні коефіцієнта γ_{cl} , значення якого встановлюють залежно від ступеня заторфованості I_r . Мінімальне значення коефіцієнта γ_{cl} на проектування основ складає 0,8. Розрахунковий опір основ, складених біогенними ґрунтами і мулами, може попередньо прийматися за даними того ж Посібника. При цьому мінімальне значення розрахункового опору ґрунту основи R_0 складає 40 кПа.

При розрахункових деформаціях основи, складеної біогенними ґрунтами чи мулами, більших за граничні чи за недостатньої несучої здатності основи, повинні передбачатися наступні заходи:

- повне чи часткове прорізання шарів біогенних ґрунтів і мулів глибокими фундаментами;
- повна чи часткова заміна біогенних ґрунтів і мулів піском, гравієм, щебенем і т.ін.;
- ущільнення ґрунтів тимчасовим чи постійним привантаженням фундаменту споруди або всієї площі будівництва насипним (намивним) ґрунтом чи іншими матеріалами, у т.ч. із улаштуванням фільтруючого шару чи дрени за необхідності прискорення процесу консолідації основи;
- улаштування фундаментів на піщаній, гравійній, щебеневій подушці чи на попередньо ущільненому підсипанні з місцевого матеріалу;
- улаштування будинків (споруд) на плитних фундаментах, перехресних монолітних чи збірно-монолітних стрічках;
- застосування конструктивних заходів захисту в спорудах від нерівномірних осідань основи, що підвищують просторову жорсткість, як-то: улаштування поповерхових і фундаментних поясів, поділ споруд на короткі жорсткі відсіки тощо.

Проектування привантаження припускає встановлення товщини, розмірів у плані привантажуючого шару та часу, необхідного для досягнення заданого ступеня консолідації основи та кінцевого осідання основи під привантаженням.

При товщині шарів біогенних ґрунтів, що перевищує 3 м, їх рекомендують ущільнювати привантаженням з улаштуванням вертикальних дрени. План

розташування дрен, їхній переріз і крок установлюють розрахунком з умови 90% консолідації основи чи залежно від призначуваних термінів ущільнення будівельного майданчика. Крок дрен коливається в широкому діапазоні та складає від 0,5 до 3,0 м. У довідковій літературі приводяться розрахункові формули для визначення ступеня консолідації з урахуванням фільтрації води у вертикальному Q_v і радіальному Q_r напрямках.

У проектах будівель і споруд, що зводять на біогенних ґрунтах і мулах, повинні передбачатися натурні виміри деформацій основ і фундаментів:

- при забудові нових районів типовими будівлями висотою 5 і більше поверхів, виходячи з норм, – одна будівля під спостереженням з десяти споруджуваних;
- у кожному кварталі забудови за першою по черговості зведення будівлею висотою більше ніж 16 поверхів, а також за унікальними будівлями і спорудами;
- за будівлями і спорудами, що мають конструкції прольотом більше ніж 24 м;
- у випадку виникнення значних деформацій основ, фундаментів і несучих конструкцій.

7.5. ЕЛЮВІАЛЬНІ ҐРУНТИ

Елювіальними ґрунтами називають ґрунти, що є продуктами вивітрювання скельних порід, які залишилися на місці свого утворення і зберегли у тому чи іншому ступені структуру і текстуру вихідних порід. Основи, складені елювіальними ґрунтами, повинні проектуватися з урахуванням:

- їхньої значної неоднорідності за глибиною й у плані через наявність ґрунтів з великою різницею їхньої міцності і деформаційних характеристик – скельних різного ступеня вивітрілості і нескельних ґрунтів;
- схильності до зниження міцності елювіальних ґрунтів (особливо великоуламкових і сильно вивітрілих скельних) під час їхнього перебування у відкритих котлованах;
- можливості переходу в пливунний стан елювіальних супісків і пілуватих пісків у випадку їх водонасичення в період влаштування котлованів і фундаментів;
- можливої наявності просадочних властивостей в елювіальних пілуватих пісках з коефіцієнтом пористості $e > 0,6$ і ступенем вологості $S_r < 0,7$.
- наявності (зверху вниз) наступних зон: дисперсної, уламкової, валунної і тріщинуватої.

Дисперсна зона складається з наступних підзон: глинисті продукти вивітрювання (стадія кінцевого розкладання); піщані або пілувато-глинисті продукти (стадія проміжного розкладання). Підзона глинистих продуктів складена переважно елювіальними слабкоструктурними суглинками і рідше глинами і супісками. Підзона піщаних або пілувато-глинистих ґрунтів складена елювіальними супісками, рідше суглинками, а також піщаними ґрунтами, у складі яких міститься значна домішка жорстви і щебеню. Елювіальні ґрунти підзони піщаних і пілуватих продуктів мають підвищені значення питомого зчеплення та

кутів внутрішнього тертя і відносяться до елювіальних високоструктурних глинистих і піщаних ґрунтів.

Уламкова зона представлена жорствяно-щербенистими великоуламковими елювіальними утвореннями з піщано-глинистими заповнювачами. При цьому уламки мають різну міцність.

Валунна зона залягає у виді тріщинуватого масиву з наявністю безсистемно орієнтованих тріщин із дрібноуламковим заповнювачем або без нього.

Тріщинувата зона представляє собою суцільний скельний масив у початковій стадії фізичного вивітрювання. Зона представлена вивітрілими і слабковивітрілими скельними ґрунтами, що переходять із глибиною в невивітрілу скелю.

З глибиною основи, складеної елювіальними ґрунтами, зростає щільність, зменшується пористість, збільшується міцність основи в цілому.

Неоднорідність основ з елювіальних ґрунтів з глибиною й у плані встановлюють за даними інженерно-геологічних вишукувань.

Елювіальні глинисті ґрунти при замочуванні їх відходами технологічного виробництва здатні набухати. Найбільшою мірою набухання має місце при замочуванні лужними розчинами. Елювіальні супіски в маловологому стані можуть мати просадочні властивості.

Елювіальні ґрунти за час перебування у відкритих котлованах піддаються інтенсивному додатковому (атмосферному) вивітрюванню. Це призводить до зниження міцності і деформаційних властивостей, а також до збільшення дисперсності ґрунтів у верхньому шарі.

Елювіальні ґрунти аргіліто-алевролітових осадових порід недостатньо стійкі при впливі води і температури, причому найбільшому руйнуванню піддається елювій аргілітів. При значному зволоженні ці види елювіальних ґрунтів здатні переходити зі стійкого твердого стану в нестійкий розріджений, минаючи стадію пластичного стану.

Можливість і ступінь зниження міцності елювіальних ґрунтів основи під час перебування їх відкритими в котлованах повинні встановлюватися дослідним шляхом у польових або лабораторних умовах. Ці відомості повинні міститися в звіті про інженерно-геологічні вишукування на майданчику будівництва. Випробуваннями встановлюють також товщину верхнього ослабленого додатковим вивітрюванням шару елювіального ґрунту, що підлягає механічному ущільненню або видаленню з наступним улаштуванням ущільнених ґрунтових розподільних подушок.

Звичайне зниження міцності елювіальних ґрунтів у верхній (відкритій) зоні товщиною 0,5..1,0 м найбільш інтенсивно протікає в початковий 1–2-місячний період після відкопування котловану. Найбільш значне зниження міцності відбувається в результаті промерзання і відтавання основи в умовах підвищеної вологості. Кількісну оцінку ступеня вивітрілості скельного елювію виконують за коефіцієнтом вивітрілості K_{ur} , який визначають за формулою

$$K_{ur} = 1 - I_{ur}, \quad (7.8)$$

де показник вивітрювання I_{ur} визначають за формулою

$$I_{ur} = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}. \quad (7.9)$$

У формулі (7.9): ρ_s – щільність частинок ґрунту; ρ – щільність вивітрілого ґрунту.

Скельні елювіальні ґрунти за значенням коефіцієнта вивітрілості k_{ur} під-розділяють на: невивітрілі (1), слабковивітрілі (1..0,9), вивітрілі (0,9..0,8), сильновивітрілі (рухляки – менше 0,8).

При підйомі рівня підземних вод або систематичному замочуванні в пи-лувато-глинистих елювіальних ґрунтах карбонатних порід розвиваються суфо-зійні процеси, що супроводжуються осіданням основи.

Глибина стисливої товщі для елювіальних нескельних ґрунтів, представ-лених різнорідним гранулометричним складом від валунно-щебенистих до пи-лувато-глинистих повинна встановлюватися за умови обмеження її глибини, виходячи з нижчеприведених відношень σ_{zp}/σ_{zg} .

Таблиця 7.4. Відношення σ_{zp}/σ_{zg} для визначення стисливої товщі основи

Вид ґрунту	Відношення σ_{zp}/σ_{zg} для визначення умовної величини стисливої товщі основи
Глинисті і піщані зі умістом часток крупніше 2 мм до 25% за масою	0,2
Глинисті і піщані, жорствяні, глинисті щебенисті з умістом часток крупніше 2 мм від 25 до 50% за масою	0,35
Жорствяні	0,5
Щебенисто-жорствяні	0,65
Щебенисті	0,8
Валунні	1,0

При розрахункових деформаціях основи, складеної елювіальним ґрунтом, що перевищують допустимі, варто передбачати:

- улаштування ущільнених ґрунтових розподільних подушок з піску, гравію, щебеню або великоуламкових ґрунтів з уламками вихідних гірських порід, зокрема при нерівній поверхні скельних ґрунтів;
- видалення з верхньої зони основи включень скельних порід, повну або часткову заміну пухкого заповнювача ”кишень“ і ”гнізд“ вивітріювання в скельних ґрунтах щебенем, гравієм або піском з ущільненням;
- застосування конструктивних заходів захисту фундаментів і споруд від нерівномірних осідань ґрунтів.

У проектах основ і фундаментів слід передбачати захист елювіальних ґрунтів від руйнування атмосферним впливом і водою в період влаштування котлованів. Для цієї мети варто застосовувати водозахисні заходи, не допускати перерв у влаштуванні основ і наступному зведенні фундаментів, передбачати недобір ґрунту в котловані. Величину недобору ґрунту в котловані варто приймати: для пилувато-глинистих аргіліто-алевролітових ґрунтів – 0,3 м, для магматичних пилувато-глинистих і піщаних, а також великоуламкових аргіліто-алевролітових ґрунтів – 0,2 м, для інших видів ґрунтів – 0,15 м.

За наявності в елювіальних ґрунтах осадових порід пологозалягаючих вуглистих і сажистих прошарків, що виходять на позначку закладення підшоши фундаментів, величина недобору повинна прийматися не менше ніж 0,5 м.

При тривалому провадженні робіт варто застосовувати поверхнєве ущільнення елювіальних ґрунтів на позначці підшоши фундаментів на глибину до 0,5 м. При високій вологості глинистих і пилуватих піщаних ґрунтів перед ущільненням варто покривати шаром щебеню скельних порід товщиною 0,3 м.

Розрахунковою схемою споруди на основі, складеній елювіальними ґрунтами, є конструкція на нерівномірно стисливій основі. Коефіцієнти жорсткості нерівномірно стисливої основи обчислюють для розрахункових перетинів у плані будівлі за деформаційними характеристиками ґрунтів, величини яких приводять у матеріалах інженерно-геологічних вишукувань.

7.6. ЗАСОЛЕНІ ҐРУНТИ

Основи, складені засоленими ґрунтами, повинні проектуватися з урахуванням їх особливостей, що зумовлюють:

- утворення при тривалій фільтрації води і вилуговуванні солей суфозійного осідання s_{sf} ;
- зміну в процесі вилуговування солей фізико-механічних властивостей ґрунту, що супроводжується, як правило, зниженням його міцносних характеристик;
- набрякання чи просідання ґрунтів при замочуванні;
- підвищену агресивність підземних вод до матеріалів підземних конструкцій за рахунок розчинення солей, що містяться в ґрунті.

Розрізняють легкорозчинні і середньорозчинні солі. До легкорозчинних солей відносять: хлориди NaCl , KCl , CaCl_2 , MgCl_2 ; бікарбонати NaHCO_3 , $\text{Ca}(\text{HCO}_3)_2$, $\text{Mg}(\text{HCO}_3)_2$; карбонат натрію Na_2CO_3 ; сульфати магнію і натрію MgSO_4 , Na_2SO_4 . До середньорозчинних солей відносить гіпс $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$.

До засолених ґрунтів відносять великоуламкові, піщані і пилувато-глинисті ґрунти, у яких сумарний вміст легкорозчинних і середньорозчинних солей у кількості, не менше ніж зазначено в таблиці 7.5.

Таблиця 7.5. Мінімальний вміст солей у засолених ґрунтах

Різновид засолених ґрунтів	Мінімальний сумарний вміст легко- і середньорозчинних солей, % маси абсолютно сухого ґрунту
Засолений великоуламковий при вмісті піщаного заповнювача менше 40% чи пилувато-глинистого менше 30%	2
при вмісті піщаного заповнювача більше 40% чи при вмісті пилувато-глинистого заповнювача більше 30%	0,5
Засолений піщаний	5
Засолений пилувато-глинистий	0,5
	5

Суфозійне осідання s_{sf} основи, складеної засоленими ґрунтами, визначають за формулою

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i, \quad (7.10)$$

де $\varepsilon_{sf,i}$ – відносне суфозійне стиснення ґрунту i -го шару при тиску p , рівному сумарній вертикальній напрузі на даній глибині від зовнішнього навантаження σ_{zp} і власної ваги ґрунту σ_{zg} ; h_i – товщина i -го шару засоленого ґрунту; n – число шарів, на які розбита зона суфозійного осідання ґрунту.

Відносне суфозійне стиснення ε_{sf} визначають:

а) при польових випробуваннях статичним навантаженням із тривалим замочуванням за формулою

$$\varepsilon_{sf} = \frac{s_{sf,p}}{d_p}, \quad (7.11)$$

де s_{sf} – суфозійне осідання штампа при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; d_p – зона суфозійного осідання основи під штампом;

б) при компресійно-фільтраційних випробуваннях за формулою

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{ng}}, \quad (7.12)$$

де h_{ng} – висота зразка природної вологості при $p_i = \sigma_{zg}$; $h_{sat,p}$ – висота того ж зразка після замочування (повного водонасичення) при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$; $h_{sf,p}$ – висота того ж зразка ґрунту після тривалої фільтрації води та вилуговування солей при тиску p .

За початковий тиск суфозійного стиснення приймають тиск p_{sf} , при якому $\varepsilon_{sf} = 0,01$. Розрахункове значення суфозійного осідання s_{sf} допускається приймати рівним нормативному значенню при коефіцієнті надійності за ґрунтом $\gamma_g = 1$.

Розрахунок суфозійного осідання основи, складеної ґрунтами з легкорозчинними солями та загіпсованими пісками, варто виконувати в межах зони суфозійного осідання, умовно обмеженої глибиною стисливої товщі H_c , яку визначають як для звичайних ґрунтових умов. При розрахунку суфозійних осідань основ, складених загіпсованими глинистими ґрунтами, приймають, що:

- довжина зони H_ℓ , у межах якої можливе вилуговування гіпсу, обмежена умовою граничного насичення фільтруючої рідини $C \geq C_m$, де C – концентрація насичення фільтруючої води гіпсом, т/м³;
- у процесі фільтрації відбувається розвиток вилуговуваної зони, тобто збільшується її довжина і зменшується вміст гіпсу в ґрунті в напрямку фільтраційного потоку;
- суфозійне осідання основи має місце тільки в межах вилуговуваної зони і наростає в міру її розвитку.

Висоту зони H (H_c чи H_ℓ), у якій відбувається суфозійне осідання (рис. 7.3), визначають у такій послідовності.

Обчислюють висоту зони суфозійного осідання H_c з умови рівності на глибині H_c сумарного тиску $\sigma_{zp} + \sigma_{zg}$ початковому тиску суфозійного стиснення p_{sf} . За спеціальною методикою розраховують довжину зони суфозійного вилу-

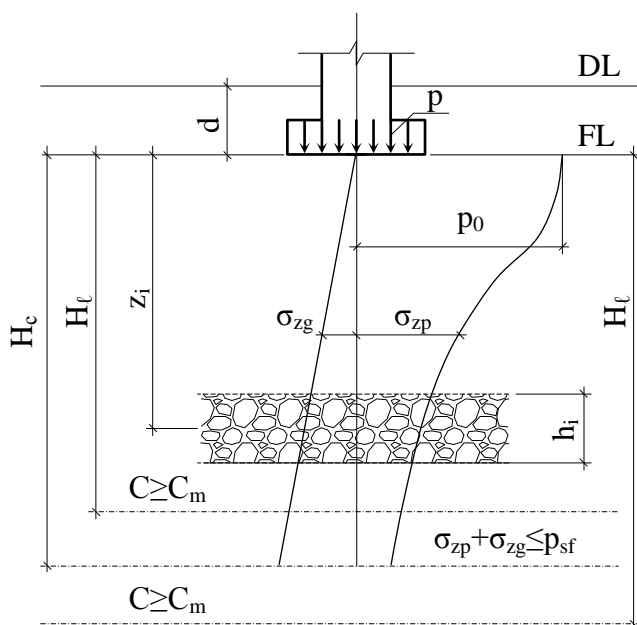


Рис. 7.3. Схема до визначення суфозійного осідання загіпсованого ґрунту при вертикальній фільтрації

говування H_ℓ , у якій не досягнута гранична концентрація насичення фільтруючої води гіпсом C_m . Величину підсумовування у формулі (7.10) приймають: $H=H_\ell$, якщо $H_\ell < H_c$; $H=H_c$, якщо $H_\ell > H_c$.

При можливості горизонтальної фільтрації і вилуговуванні загіпсованого пілувато-глинистого ґрунту довжину вилуговування H_ℓ визначають як відстань по горизонталі під підшовою фундаменту від вхідної ділянки фільтраційного потоку. При цьому нерівномірність осідання під підшовою фундаменту оцінюють за схемою основи з перемінним коефіцієнтом жорсткості.

Відносне суфозійне стиснення для глинистих загіпсованих ґрунтів

допускається визначати за емпіричною формулою

$$\varepsilon_{sf} = k_1 \cdot d_0 \cdot \rho_d \cdot \beta^n / \rho_g, \quad (7.13)$$

де k_1 – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту, вмісту гіпсу і тиску; d_0 – початковий вміст гіпсу в ґрунті, долі одиниці; ρ_d – початкова щільність сухого ґрунту; ρ_g – щільність часток ґрунту; β – ступінь вилуговування, долі одиниці; n – коефіцієнт, прийнятий рівним $n=1$ для суглинків, $n=1/3$ для супісків.

Ступінь вилуговування для розрахункового шару визначають за виразом

$$\beta_i = 1 - \frac{d_i}{d_{0i}}, \quad (7.14)$$

де d_i – кількість гіпсу, що залишився у твердій фазі, у i -му шарі; d_{0i} – початковий масовий вміст гіпсу в i -му шарі.

Коефіцієнти жорсткості суфозійної основи обчислюють за формулою

$$C_{sf} = C \frac{s}{s + s_{sf}}. \quad (7.15)$$

У розрахунковій схемі коефіцієнт жорсткості в плані фундаменту змінюється від мінімального значення C_{sf} до максимального значення C на довжині зони вилуговування H_ℓ .

При розрахункових деформаціях основи, складеної засоленими ґрунтами, що перевищують граничні, чи недостатній несучій здатності основи (міцнісні характеристики визначають для ґрунту, що зазнавав тривалої фільтрації), повинні передбачатися водозахисні заходи й у разі потреби наступні міри:

- конструктивні заходи;
- часткове чи повне прорізання засолених ґрунтів із влаштуванням подушок із глинистих ґрунтів;
- прорізання товщі засолених ґрунтів глибокими фундаментами;

- закріплення чи ущільнення ґрунтів;
- попереднє розсолювання ґрунтів;
- комплекс заходів, що включає водозахисні заходи, конструктивні заходи, а також улаштування ґрунтових подушок.

При високому ступені засолення ґрунтів рекомендується застосовувати наступні заходи:

- припинення чи сповільнення руху фільтраційного потоку (глинисті, силікатні, бітумні, цементні й ін. водонепроникні завіси);
- зниження розчинної здатності ґрунтових вод – штучне насичення фільтраційного потоку солями.

7.7. НАСИПНІ ҐРУНТИ

Основи, складені насипними ґрунтами, повинні проектуватися з урахуванням їхньої значної неоднорідності за складом, нерівномірної стискуваності, можливості самоущільнення, особливо при вібраційних впливах, зміні гідргеологічних умов, замоканні, а також за рахунок розкладання органічних включень. У насипних ґрунтах зі шлаків і глин слід враховувати можливість їхнього набрякання при замочуванні водою чи хімічними відходами виробництва.

Штучні насипні і наливні ґрунти включають типи відсипаних чи наливних ґрунтів природного походження і відходів виробничої і господарської діяльності людини. Розрізняють сформовані (процес ущільнення закінчився) і незлежані (процес ущільнення продовжується) ґрунти.

Залежно від складу і характеру походження розрізняють насипні ґрунти, відходи виробництва і побутові відходи.

Насипні ґрунти складаються з мінералів природного походження, первісна структура яких змінена в результаті розробок і вторинного укладання. До них відносяться порушені природні ґрунти, розкриті породи, хвости збагачувальних фабрик.

Відходи виробництва представляють собою штучні матеріали, що утворилися в результаті термічної чи хімічної обробки природних мінералів. До них відносяться: шлаки, золи, золошлаки, шлами.

Побутові відходи складаються з побутового і будівельного сміття з домішками ґрунтів різного складу.

Нерівномірна стискальність насипних ґрунтів повинна визначатися за результатами польових і лабораторних випробувань. Модуль деформації насипних ґрунтів повинен, як правило, визначатися на основі штампових випробувань.

Основи, складені насипними ґрунтами, повинні розраховуватися за двома групами граничних станів (за деформаціями і за міцністю). Якщо насипні ґрунти є просадочними, набухаючими чи мають відносний вміст органічних речовин $I_r > 0,1$, варто враховувати відповідні вимоги до проектування основ і фундаментів у таких складних умовах. При наявності в насипних ґрунтах легкорозчинних і середньорозчинних солей при проектуванні основ і фундаментів повинне враховуватися суфозійне осідання.

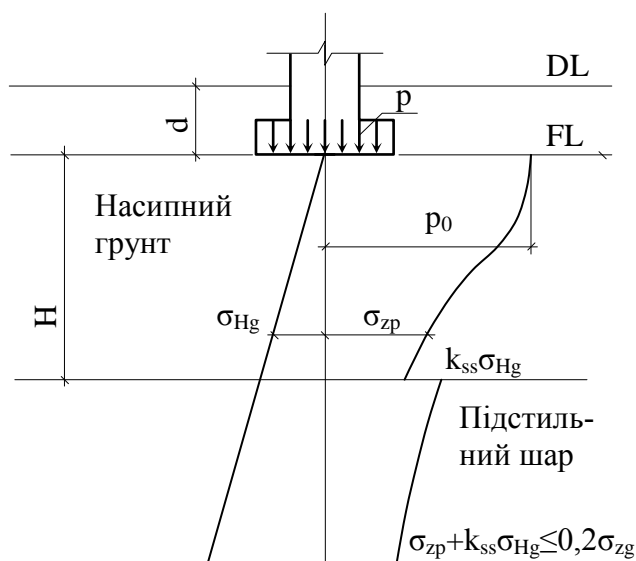


Рис. 7.4. Епюри додаткового та побутового тиску при визначенні осідань підстильного шару ґрунту

вого напруження від зовнішнього навантаження σ_{zp} у межах насипного шару додають вертикальне напруження від власної ваги ґрунту, рівне $k_{ss}\sigma_{zg}$, де $k_{ss}=0,4$ – для незлежалих насипних ґрунтів з пісків, шлаків і т.ін. і $k_{ss}=0,6$ – для пилуватих пісків, пилувато-глинистих ґрунтів, золошлаків і т.ін.

При розрахунку осідань фундаментів ураховують осідання підстилаючих ґрунтів від ваги насипу шляхом додавання до значень σ_{zp} нижче покрівлі підстилаючих ґрунтів вертикального напруження σ_g від ваги вищерозміщених шарів насипного ґрунту (рис. 7.4). Розрахунковий опір основи, складеної насипними ґрунтами, визначають за звичайною методикою з використанням спеціальних значень коефіцієнтів γ_{c1} , γ_{c2} :

- для насипів – як для звичайних ґрунтових умов;
- для відвалів $\gamma_{c1}=0,8$, $\gamma_{c2}=0,9$;
- для смітників $\gamma_{c1}=0,6$, $\gamma_{c2}=0,7$.

При ущільненні насипних ґрунтів, влаштуванні піщаних, гравійних подушок і т.ін. слід перевіряти напруження на покрівлі неуцільненого насипного ґрунту від навантажень на фундаменти та власну вагу ущільненого ґрунту (подушки).

При проектуванні будинків і споруд на насипних ґрунтах може передбачатися:

- використання насипних ґрунтів і відходів виробництва як природно сформованих основ;
- влаштування з насипних ґрунтів і відходів виробництв штучних основ, подушок, насипів і т.ін.;
- застосування будівельних заходів щодо зниження стискальності насипних ґрунтів і відходів виробництв;
- прорізання насипних ґрунтів і відходів виробництв глибокими, у т.ч. пальовими, фундаментами.

При розрахункових деформаціях основи, складеної насипними ґрунтами,

Повну деформацію основи, складеної насипними ґрунтами, визначають підсумовуванням:

- осідання основи від зовнішніх навантажень;
- додаткового осідання від самоущільнення насипних (незлежалих) ґрунтів;
- осідання від розкладань органічних включень при їхньому відносному вмісті від 0,03 до 0,10;
- осідання підстилаючих ґрунтів від ваги насипу і навантажень на фундаменти.

Для врахування самоущільнення незлежалих насипних ґрунтів і відходів виробництва до значень додатко-

більших за граничне осідання, чи за недостатньої несучої здатності основи, повинні передбачатися наступні заходи:

- поверхневе ущільнення основи важкими трамбівками, вібраційними машинами, котками;
- глибинне ущільнення ґрунтів палями, гідровіброущільнення;
- влаштування ґрунтових подушок – піщаних, гравійних, щебенистих і т.п.;
- прорізання насипних ґрунтів і відходів виробництв глибокими, у т.ч. пально-вими, фундаментами;
- конструктивні заходи захисту фундаментів і споруд від нерівномірних осідань основи.

Розміри площі, що ущільнюється, повинні перевищувати розміри підшви фундаменту не менш ніж на 0,2 діаметра трамбування.

Орієнтовно глибину ущільнення h_s визначають за формулою

$$h_s = kd, \quad (7.16)$$

де k – коефіцієнт, що приймають рівним: для великоуламкових, щебенистих, гравійних ґрунтів, пісків великих і середньої крупності, шлаків – 2,2; пісків дрібних, хвостів збагачувальних фабрик, формувальної землі – 2,0; пісків пилюватих, супісків, суглинків, золошлаків – 1,8; глин і шлаків – 1,5; d – діаметр важкої трамбівки.

Гідровіброущільнення застосовують для ущільнення насипних ґрунтів і відходів виробництв (хвостів збагачувальних фабрик, формувальної землі, золошлаків) із вмістом за масою глинистих часток не більше 0,05 і коефіцієнта водонасичення $S_r > 0,7$ у разі потреби ущільнення на глибину до 6 м.

Глибинне ущільнення ґрунтовими палями використовують для піщаних ґрунтів і відходів виробництв при коефіцієнті водонасичення $S_r < 0,7$ й відносному вмісті органічних речовин $I_r < 0,1$. Влаштування ґрунтових палей передбачають на всю товщу насипного шару з доущільненням верхнього розущільненого (буферного) шару важкими трамбівками.

Конструктивні заходи при будівництві будівель і споруд на насипних ґрунтах і відходах виробництв застосовують у тих випадках, коли осідання фундаментів, як за абсолютною величиною, так і ступенем їх нерівномірності, перевищують гранично припустимі значення. В основному вони кореспондуються з раніше розглянутими конструктивними заходами щодо захисту фундаментів і споруд від нерівномірних осідань основ.

7.8. ПІДРОБЛЮВАНІ ТЕРИТОРІЇ

Підроблюваними називають території, під якими проходять чи планують проходження підземних гірських виробок. У результаті проведення підземних гірських виробок у гірському масиві утворюються порожнечі, що у міру просування виробки заповнюються обваленою гірською породою. При цьому на земній поверхні утвориться зона просідань основи, яка називається мульдою зрушення земної поверхні.

Впливи від підроблення території враховують при проектуванні будівель і споруд як вимушені переміщення основи. Цими впливами є зрушення та де-

формації земної поверхні, що підрозділяють на наступні види (рис. 7.5): осідання η (мм); нахили i (мм/м); кривизна (опуклості, увігнутості) ρ (1/км) чи радіус кривизни $R=1/\rho$ (км); горизонтальне зрушення ξ (мм); відносна горизонтальна деформація розтягу чи стиску ε (мм/м); уступ висотою h (см).

У якості вихідних даних при проектуванні будівель і споруд на підроблюваних територіях варто приймати максимальні очікувані (за наявності календарних планів гірських робіт) чи ймовірні (за відсутності календарних планів робіт) величини зрушень і деформацій земної поверхні на ділянці будівництва в напрямку вхрест і по простяганню шарів.

При погоризонтальній і панельній підготовках шахтного поля (пологе залягання) усі намічені до розробки пласти розділяють на дві групи: пласти, розроблювальні в перші 20 років після початку експлуатації об'єкта; пласти, розроблювальні після 20 років з моменту початку експлуатації об'єкта.

Від кожної групи пластів розраховують очікувані (ймовірні) деформації. У якості вихідних даних для проектування приймають максимальні очікувані (ймовірні) деформації земної поверхні.

В усіх випадках при прогнозуванні деформацій земної поверхні варто враховувати: наявність тектонічних порушень у товщі гірського масиву; вплив

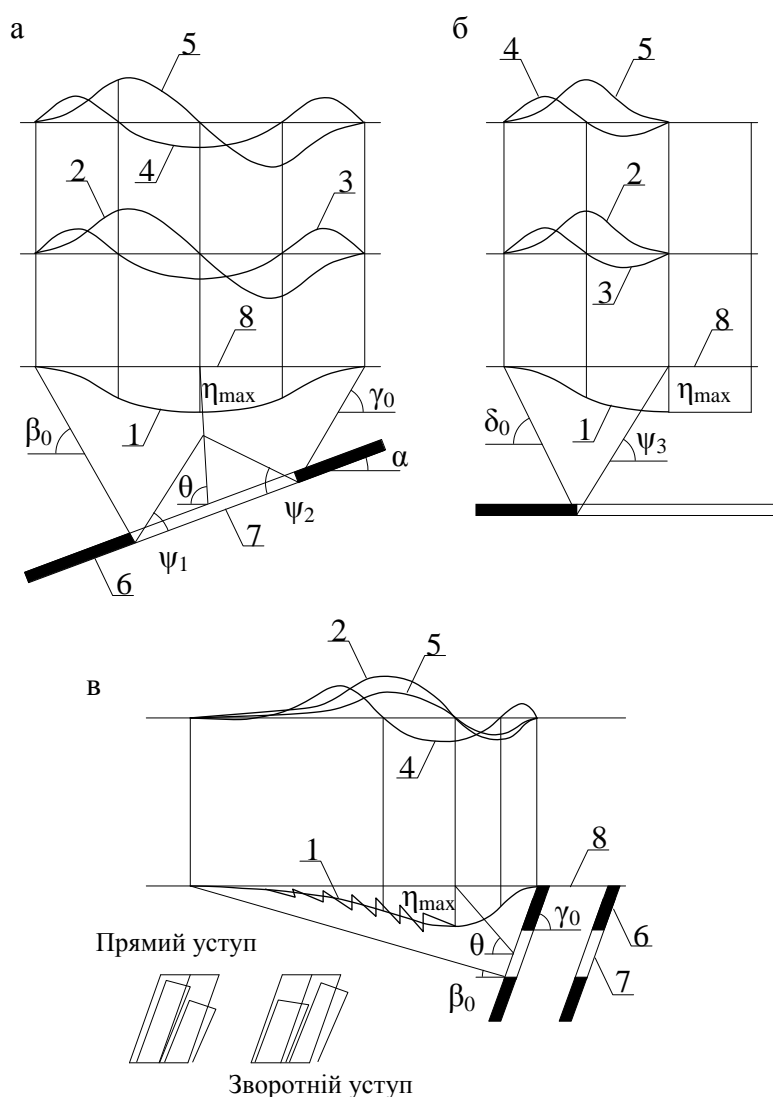


Рис. 7.5. Мульда зрушення та епюри деформацій земної поверхні:

а – вертикальний розріз вхрест простягання при похилому заляганні вугільних пластів; б – те ж, при крутому заляганні вугільних пластів; в – вертикальний розріз по простягання пластів; 1 – криві осідань; 2 – епюри нахилів; 3 – епюри кривизни; 4 – епюри відносних горизонтальних деформацій; 5 – епюри горизонтальних зрушень; 6 – пласт; 7 – очисна виробка; 8 – положення земної поверхні до підроблювання; η_{max} – максимальне осідання земної поверхні; β , γ , δ – граничні кути зрушення; ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 – кути повних зрушень; θ – кут максимального осідання; α – кут падіння пласта

старих гірських виробок, пройдених на малій глибині; вплив гірських виробок, що виходять на денну поверхню.

При розрахунку будівель і споруд на вплив деформацій земної поверхні необхідно вводити відповідні коефіцієнти умов роботи m , які приймають при виконанні гірських робіт на глибині до 500 м за таблицею 7.6, а на глибині більше 500 м – рівними одиниці.

Таблиця 7.6. Значення коефіцієнта умов роботи m

Деформація	Коефіцієнт умов роботи m			
	Позначення	при довжині будівлі (споруди) ℓ , м		
		до 15	15 – 30	понад 30
Відносна горизонтальна ε	m_ε	1,0	0,8	0,7
Нахил i	m_i	1,0	0,8	0,7
Кривизна ρ	m_ρ	1,0	0,7	0,5

Примітка. Для будівель (споруд) баштового типу при $\ell < 15$ м варто приймати $m_i = 1,5$. Для підкранових колій мостових кранів, що мають довжину 60 м, варто приймати $m_i = 0,5$.

Розрахунковий напрямок уступу в плані будівлі (споруди) варто приймати по простяганню шарів корисних копалин. Розрахункове місце розташування уступу в плані будівлі (споруди) варто приймати таким, при якому виникають найбільші зусилля в несучих конструкціях чи найбільший крен будівлі (споруди). У тих випадках, коли лінії уступів можуть бути протрасовані на площадці, розрахункове місце розташування уступу в плані варто приймати за його можливим розташуванням.

Схему горизонтальних переміщень земної поверхні приймають у вигляді лінійних трикутних епюр з нульовою точкою, розташованою в центрі будівлі (споруди). Деформації земної поверхні від впливу підземних гірських виробок враховують в особливих сполученнях навантажень.

Вплив кривизни земної поверхні R і уступу h враховують за схемою змушених вертикальних і кутових переміщень основи. При цьому споруду чи її частини розраховують як конструкції на пружній основі на особливих сполученнях навантажень. Горизонтальні деформації земної поверхні приводять до зсуву ґрунтового масиву відносно заглиблених частин фундаментів. При цьому у фундаментних конструкціях виникають додаткові осьові і згинальні зусилля. Горизонтальні навантаження на фундаменти від горизонтальних деформацій земної поверхні визначають з урахуванням (рис. 7.6):

- сил, що зрушують, по підшві фундаментів чи сил тертя по шву ковзання;
- сил, що зрушують, по бічним поверхням фундаментів;
- нормального тиску ґрунту, що зрушується, на лобові поверхні фундаменту.

Величини зазначених навантажень залежать від конструктивної схеми фундаменту і застосовуваних конструктивних заходів захисту.

При проектуванні будівель і споруд на підроблюваних територіях варто передбачати наступні заходи:

- планувальні заходи;
- конструктивні заходи захисту будівель і споруд:

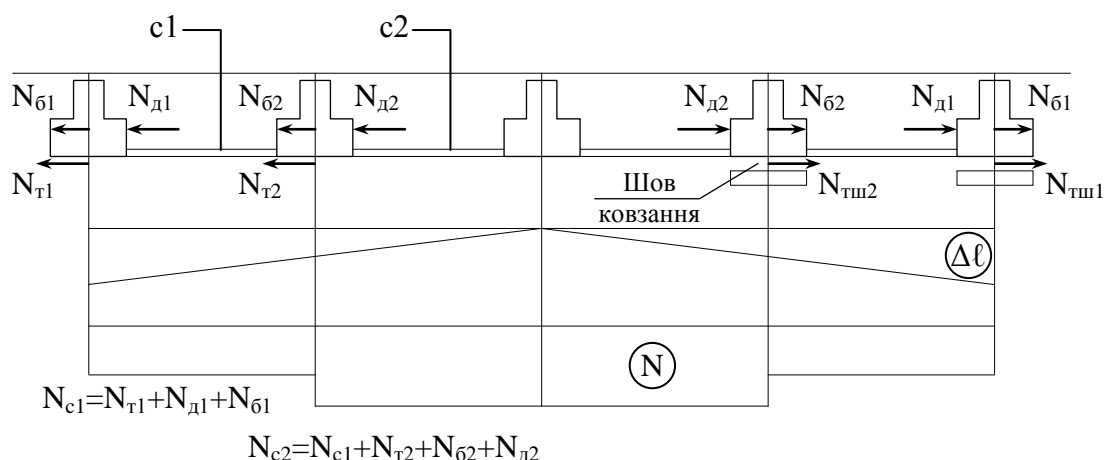


Рис. 7.6. Принципова схема навантажень на фундаменти від горизонтальних деформацій земної поверхні ε : $\Delta\ell$ – графік горизонтальних переміщень основи; N – графік поздовжніх сил в фундаментних зв'язках-розпірках; $c1$, $c2$ – фундаментні зв'язки-розпірки; $N_{т1}$, $N_{д1}$, $N_{б1}$ – відповідно зрушуючі сили по підшві, нормальні тиски на лобові поверхні і зрушуючі сили по бічним поверхням фундаменту; N_{c1} – поздовжні сили в фундаментних зв'язках-розпірках

- заходи, що знижують нерівномірне осідання та усувають крени будівель і споруд із застосуванням різних методів їхнього вирівнювання;
- гірські заходи захисту, які передбачають порядок гірських робіт, що знижує деформації земної поверхні;
- ліквідацію (тампонаж) порожнеч у старих гірських виробках, що знаходяться на глибині до 80 м, виявлених у процесі дослідницьких робіт;
- заходи, що забезпечують нормальну експлуатацію зовнішніх і внутрішніх інженерних мереж, ліфтів й іншого інженерного і технічного устаткування в період прояву нерівномірних деформацій основи.

Проектами будівель і споруд у разі потреби варто передбачати виконання робіт, пов'язаних з інструментальними спостереженнями за деформаціями земної поверхні, а також будівлями і спорудам. Планувальні заходи застосовують для зменшення впливу нерівномірних деформацій земної поверхні на будівлі.

Найбільш розповсюдженими будівельними заходами захисту є конструктивні. Будівлі і споруди, включаючи фундаменти, залежно від їхнього призначення й умов роботи, варто проектувати за жорсткою, податливою чи комбінованою конструктивними схемами.

При проектуванні за жорсткою конструктивною схемою варто передбачати виключення можливості взаємного переміщення окремих елементів несучих конструкцій при деформаціях основи за рахунок: посилення окремих елементів конструкцій і зв'язків між ними; улаштування в стінах замкнених поповерхових залізобетонних поясів; улаштування в цегляних стінах вбудованих залізобетонних стійок; улаштування горизонтальних дисків із залізобетонних елементів перекриттів і покриттів; улаштування фундаментних поясів і зв'язків-розпірок в одному чи двох рівнях; улаштування фундаментів будівель у вигляді суцільних плит, перехресних балок, балок-стінок і т.ін.

При проектуванні за податливою конструктивною схемою варто передбачати можливість пристосування конструкцій без появи в них додаткових зусиль до нерівномірних деформацій земної поверхні за рахунок: поділу будівель і споруд деформаційними швами на окремі відсіки; влаштування в підземній частині горизонтальних швів ковзання; уведення шарнірних і податливих зв'язків між елементами несучих і огороджуючих конструкцій; зниження жорсткості несучих конструкцій (наприклад, застосування гнучких фундаментних плит, збільшення висоти колон, влаштування ґрунтових подушок); уведення гнучких вставок і компенсаційних пристроїв (уведення комунікацій, заповнення деформаційних швів і т.п.); збільшення зазорів між суміжними конструкціями.

Комбінована конструктивна схема припускає сполучення елементів жорстких і податливих конструктивних систем, наприклад поділ будівлі на короткі жорсткі відсіки і т.ін.

Будівлі складної конфігурації в плані, як правило, розділяють на відсіки (рис. 7.7). Висоту споруди в межах відсіку варто приймати однаковою, а довжину відсіку – з розрахунку залежно від розрахункових деформацій земної поверхні. Деформаційні шви між відсіками повинні забезпечувати вільні переміщення і нахили чи повороти відсіку при деформаціях основи.

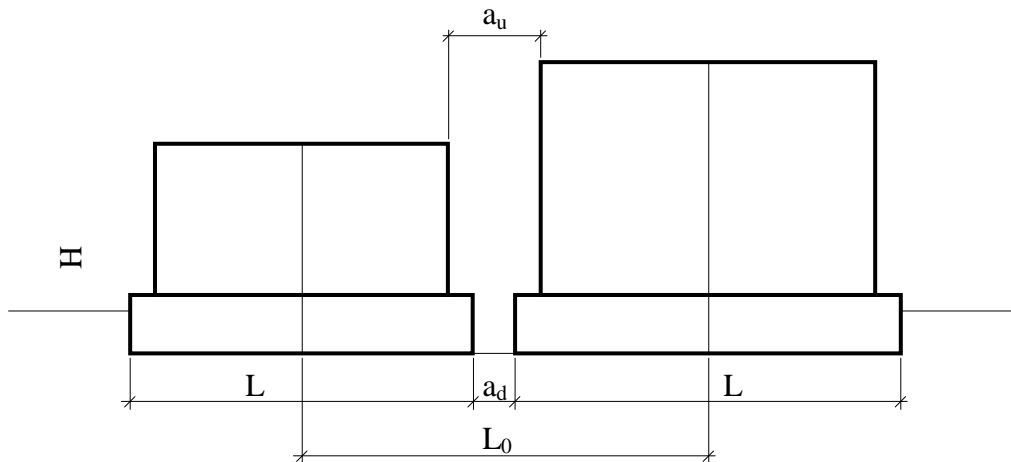


Рис. 7.7. Схема для визначення розмірів деформаційного шва між відсіками

При виборі заходів захисту будівель і споруд на підроблюваних територіях корисно використовувати їхню класифікацію за складністю умов будівництва, приведену в таблиці 7.7.

Таблиця 7.7. Групи складності умов будівництва на підроблюваних територіях

Група складності умов будівництва на території забудови	Спільні деформації будівлі чи споруди з основою при підробітку, $S_0 + S_n$
А (важкі)	$S_0 + S_n > S'_u$
Б (середні)	$S'_u \geq S_0 + S_n > S_u$
В (легкі)	$S_0 + S_n \leq S_u$

У таблиці 7.7 прийняті наступні позначення:

S_0 – величина спільних деформацій споруди з основою від основного сполучен-

ня навантажень; S_n – величина спільних деформацій споруди з основою від впливу деформацій земної поверхні; S_u – значення граничних спільних деформацій для споруди, конструкції якої не розраховані на вплив нерівномірних деформацій основи, прийняті за нормами на проектування основ будівель і споруд; S'_u – значення граничних спільних деформацій для споруди, конструкції якої розраховані на вплив нерівномірних деформацій основи, прийняті за нормами на проектування будівель і споруд на підроблюваних територіях.

Спільна деформація S у формулах таблиці 7.7 є узагальненою деформацією й у конкретних перевірках присутня як: відносна різниця осідань $\Delta s/\ell$ двох точок, що знаходяться одна від одної на відстані ℓ ; крен споруди i ; максимальне чи середнє осідання \bar{s} споруди.

Будівництво на територіях групи складності **A** допускається у виняткових випадках за узгодженням зі спеціалізованою науково-дослідною організацією. При цьому повинні бути передбачені заходи, пов'язані з відновленням експлуатаційної придатності споруди, у випадку виникнення неприпустимих деформацій його конструкцій.

Будівництво на територіях групи складності **B** повинне виконуватися з конструктивними заходами захисту з урахуванням у необхідних випадках прояву й усунення (у т.ч. гірськими заходами захисту) наднормативних кренів, що перевищують граничні значення для конструкцій будівель чи споруд та інженерного і технологічного устаткування, що знаходиться в ньому (ліфтів, підйомників, високоточних верстатів і т.п.).

Будівництво на територіях групи складності **B** у багатьох випадках може виконуватися як для звичайних умов будівництва.

7.9. СЕЙСМІЧНО НЕБЕЗПЕЧНІ ТЕРИТОРІЇ

Основні вимоги до проектування основ і фундаментів на сейсмічно небезпечних територіях полягають у застосуванні заходів, спрямованих на підвищення жорсткості системи "основа – фундамент – будівля".

До цих заходів відносять:

- збільшення жорсткості основи шляхом поверхневого чи глибинного ущільнення ґрунтів, застосування розподільних ґрунтових подушок, ін'єкційне закріплення ґрунтів, водозниження на площадці будівництва;
- закладення фундаментів на одному рівні і забезпечення рівних тисків на основа в плані споруди;
- застосування монолітних чи збірно-монолітних стрічкових, перехресних балочних чи суцільних плитних фундаментів.

Розрахункову сейсмічність території уточнюють при проектуванні залежно від ґрунтових умов площадки будівництва. Дані про вплив ґрунтових умов на розрахункову сейсмічність території, що забудовується, приведені в таблиці 7.8.

Проектування основ з урахуванням сейсмічних впливів повинне виконуватися на основі розрахунку за несучою здатністю на особливе сполучення навантажень.

Таблиця 7.8. Розрахункова сейсмічність території залежно від ґрунтових умов

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Ґрунти	Сейсмічність майданчика будівництва при сейсмічності району, бали			
		6	7	8	9
I	Скельні ґрунти усіх видів невивітрілі та слабовивітрілі; великоуламкові ґрунти щільні, маловологі з магматичних порід, які вміщують до 30% піщано-глинистого заповнювача	5	6	7	8
II	Скельні ґрунти вивітрілі та сильновивітрілі; великоуламкові ґрунти за винятком віднесених до I категорії; піски гравелісті, крупні та середньої крупності щільні та середньої щільності маловологі та вологі; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності маловологі; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ для глин і суглинків і $e < 0,7$ для супісків	6	7	8	9
III	Піски пухкі незалежно від вологості та крупності; піски гравелісті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, водонасичені; піски дрібні та пилюваті, щільні та середньої щільності, вологі та насичені водою; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ для супісків	7	8	9	10
IV	Піски пухкі, насичені водою; схильні до розрідження насипні ґрунти; пливуні, біогенні ґрунти та намули	За результатами спеціальних досліджень			

Розрахунок основ за несучою здатністю виконують на дію вертикальної складової позацентрового навантаження, що передається фундаментом, виходячи з умови

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} \cdot N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (7.17)$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в особливому сполученні; $N_{u,eq}$ – вертикальна складова сил граничного опору основи при сейсмічних впливах, визначена за лінійною епюрою відпору ґрунту з граничними значеннями тисків по краях подошви фундаменту; $\gamma_{c,eq}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, який приймають залежно від категорії ґрунтів за сейсмічністю (таблиця 7.8). Величину $\gamma_{c,eq}$ приймають 1,0; 0,85; 0,7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорії; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, дорівнює 1,2; 1,15 і 1,1 відповідно для будівель і споруд I, II і III класів.

Горизонтальну складову навантаження враховують при розрахунку фундаменту на зрушення по подошві, тобто за схемою плоского зрушення.

При дії моментних навантажень у двох напрямках розрахунок основи за несучою здатністю повинен виконуватися роздільно на дію сил і моментів у

кожному напрямку незалежно один від одного.

При розрахунку основ і фундаментів на особливе сполучення навантажень з урахуванням сейсмічних впливів допускається частковий відрив підшви фундаменту від ґрунту при виконанні наступних умов:

- ексцентриситет e_a розрахункового навантаження не перевищує однієї третьої ширини фундаменту в площині дії моменту;
- силу граничного опору основи визначають для умовного фундаменту, розмір підшви якого в напрямку дії моменту дорівнює розміру стиснутої зони;
- максимальний крайовий тиск під підшвою фундаменту, обчислений з урахуванням його неповного опираювання на ґрунт, не перевищує крайової ординати епюри граничного опору основи.

Глибину закладання фундаментів у ґрунтах, що відносяться за їхніми сейсмічними властивостями до I і II категорій, приймають, як правило, такою ж, як і для фундаментів у несейсмічних районах.

На площадках, складених ґрунтами III і IV категорій за сейсмічними властивостями, рекомендують передбачати влаштування штучних основ.

При неможливості заглиблення фундаментів будівлі чи відсіку на одному рівні в нескельних ґрунтах повинна виконуватися умова

$$\Delta h \leq a(tg\varphi_I + c/p), \quad (7.18)$$

де a – відстань між фундаментами в проясненні; p – середній тиск під підшвою вищерозміщеного фундаменту від навантажень для I групи граничних станів; c – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під підшвою вищерозміщеного фундаменту; φ_I – розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту під підшвою вищерозміщеного фундаменту, що повинне бути зменшене при сейсмічності: 7 балів – на 2° , 8 балів – на 4° і 9 балів – на 7° .

7.10. ЗАКАРСТОВАНІ ТЕРИТОРІЇ

Основи споруд, що зводять на закарстованих територіях, повинні проектуватися з урахуванням можливості утворення карстових деформацій – провалів і осідань земної поверхні.

Карстові деформації характеризують наступними параметрами:

- інтенсивністю їхнього прояву, тобто середньорічною кількістю карстових деформацій на одиницю площі території;
- середніми і максимальними діаметрами провалів і осідань, їхньою середньою глибиною, а для осідань, крім того, кривизною земної поверхні і нахилом крайових ділянок зони осідання.

Параметри карстових деформацій визначають розрахунком з використанням імовірно-статистичних і (чи) аналітичних методів на основі аналізу інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов з урахуванням їх мінливості за час експлуатації споруди.

Закарстовані території залежно від максимального діаметра і глибини карстового провалу підрозділяють на чотири групи (таблиця 7.9).

Непровальні закарстовані території залежно від параметрів викривлення земної поверхні підрозділяють на чотири групи (таблиця 7.10).

Таблиця 7.9. Групи закарстованих територій за максимальним діаметром і глибиною провалу

Група території	Діаметр провалу D_s , м	Глибина провалу h_s , м
I	$30 \geq D_s > 20$	$20 \geq h_s > 10$
II	$20 \geq D_s > 10$	$10 \geq h_s > 5$
III	$10 \geq D_s > 3$	$5 \geq h_s > 2$
IV	$3 \geq D_s > 0,5$	$2 \geq h_s > 0,5$

Таблиця 7.10. Групи непровальних закарстованих територій

Група території	Нахил крайових ділянок i , мм/м	Радіус кривизни R , км, при ширині мульди b , м			
		$b \geq 20$	$b \geq 50$	$b \geq 100$	b немає
I	$20 \geq i > 10$	-	$2,5 > R \geq 1,25$	$5 > R \geq 1,25$	1,25
II	$10 \geq i > 7$	$1,5 > R \geq 1$	$3,5 > R \geq 2,5$	$7 > R \geq 5$	2,5
III	$7 \geq i > 5$	$2,0 > R \geq 1,5$	$5 > R \geq 3,5$	$10 > R \geq 7$	3,5
IV	$5 \geq i > 0$	$R \geq 2$	$R \geq 5$	$R \geq 10$	5

При проектуванні споруд на закарстованих територіях варто передбачати заходи, що виключають можливість утворення карстових деформацій чи знижують їхній несприятливий вплив на споруди, до яких відносять:

- заповнення карстових порожнин;
- прорізання закарстованих порід глибокими фундаментами;
- закріплення закарстованих порід і (чи) вищерозміщених ґрунтів;
- водозахисні заходи;
- виключення чи обмеження несприятливих техногенних впливів.

Якщо ефективність вищевказаних заходів недостатня чи відсутні технічні можливості їхнього виконання, застосовують конструктивні заходи захисту будівель і споруд. Конструктивні заходи захисту призначають, виходячи з розрахунку фундаментів і конструкцій споруди з урахуванням утворення карстових деформацій. Вплив карстових деформацій враховують в особливому сполученні навантажень.

Розрахунок основ споруд, які зводять на закарстованих територіях, провадять так само, як для звичайних умов будівництва.

При проектуванні споруд на непровальних закарстованих територіях варто застосовувати конструктивні заходи захисту за аналогією до підроблюваних територій і просадочних ґрунтів при $s_{st,p} > 5$ см. При проектуванні споруд на провальних закарстованих територіях варто застосовувати фундаменти з консольними виступами: нерозрізні стрічкові, просторово-рамні, плоскі і ребристі плитні.

За необхідності посилення основ і фундаментів існуючих будівель і споруд варто передбачати:

- об'єднання окремих фундаментів у просторово-рамні конструкції;
- улаштування консольних виступів, поясів жорсткості і т.п.;
- закріплення ґрунтів основи;
- заповнення провалів, що утворилися, піском, щебенем, піщаноцементним розчином тощо.

7.11. ЗСУВОНЕБЕЗПЕЧНІ ТЕРИТОРІЇ

Зсувонебезпечними називають території природних схилів, що, як правило, приурочені до надзаплавних терас рік, берегів морів і гірських районів. Зсувом називають рух маси ґрунту на схилі. Втраті стійкості схилу передують розвиток у ґрунтовому масиві зон граничної рівноваги, що зливаються в кінцевому рахунку в поверхні чи зони (крипи) граничної рівноваги, трансформуючи ґрунтовий масив у механізм. Зони граничної рівноваги розвиваються в результаті: збільшення гравітаційних сил при водонасиченні ґрунтів; збільшення навантажень на схил при зведенні на ньому споруд чи при його плануванні підсипанням; виникнення фільтраційних сил при розвантаженні ґрунтового потоку з великими градієнтами гідравлічного напору; зменшення міцності ґрунтів при їх водонасиченні, а також у результаті виважуючої дії ґрунтової води, що зменшує сили тертя по поверхнях ковзання.

Стійкість схилів прийнято оцінювати розрахунковими методами. Відомі методи визначення стійкості схилів можна розділити на три групи:

I група. Стійкість схилу оцінюють коефіцієнтом стійкості, що визначають методами граничної рівноваги як відношення утримуючих сил чи моментів цих сил до зрушуючих сил, чи моментів зрушуючих сил. Для складання рівнянь граничної рівноваги використовують закон міцності Кулона для площадки зрізу на поверхні ковзання. При незавершеній фільтраційній консолідації ґрунтового масиву враховують залежність міцності ґрунту від порового тиску. З усіх можливих форм руйнування ґрунтового масиву відшуковують форму (поверхню ковзання) з мінімальним значенням утримуючих сил чи моментів утримуючих сил. Метод граничної рівноваги в практичних алгоритмах реалізується у формі: методу круглоциліндричних поверхонь ковзання; методу фіксованої поверхні ковзання (пристінний схил); методу блоків із силами, що зрушують, і ін.

II група. Стійкість схилу оцінюють за результатами рішення геотехнічної задачі про напружено-деформований стан ґрунтового масиву, що складає схил. Алгоритми розв'язання таких задач ґрунтуються на деформаційній теорії пластичності, теорії пластичної течії чи складаються на основі рішення змішаної задачі теорії пружності і пластичності. Використання гіпотез деформаційної теорії пластичності і теорії пластичної течії пов'язано з необхідністю визначення спеціальних нестандартних міцносних і деформаційних характеристик ґрунтів. При вирішенні змішаних задач теорії пружності і пластичності використовують тільки стандартні характеристики ґрунтів, що є безсумнівною перевагою алгоритмів, заснованих на рішенні таких задач.

III група. Стійкість схилу оцінюють за результатами рішення геотехнічної задачі про напружено-деформований стан ґрунтового масиву, що складає схил, з використанням нестационарних моделей. При цьому враховують первинну і вторинну консолідацію ґрунтів у формі фільтраційної консолідації, затухаючої повзучості, усталеної повзучості та прогресуючої повзучості скелету ґрунту.

Зсувонебезпечні території класифікують за ступенем потенційної небезпеки прояву зсуву на такі ділянки:

1. Стійкі ділянки схилів. Це вододільні території з положистим рельєфом

(крутизна менше ніж 5°); ділянки схилів, що не піддавалися раніше впливу фізико-геологічних процесів; пологі ділянки в нижній частині схилу.

2. Відносно стійкі ділянки. Це круті ділянки схилів (крутизна більше ніж 20°), не порушені раніше зсувними процесами чи проявами ерозії.

3. Нестійкі ділянки схилів. Це ділянки, піддані раніше зсувним процесам чи з наявністю сучасних зсувних процесів.

Інженерний захист зсувонебезпечних територій припускає виконання таких заходів:

- регулювання поверхневого стоку засобами вертикального планування території;
- регулювання підземного стоку шляхом улаштування головних, берегових і майданчикових дренажних систем досконалого типу чи недосконалих дренажних систем у сполученні з протифільтраційними завісами;
- водозахисні заходи, що припускають улаштування водонепроникних покриттів, підлог і лотків, вимощень шириною не менше ніж 1,5 м з ухилом не менше ніж 0,03;
- зміна рельєфу схилу шляхом зменшення його кривизни плануванням з підрізнанням у верхній зоні та з підсипанням у нижній зоні;
- влаштування контрбанкетів і контрфорсів у вигляді земляних і кам'яних споруд у нижній частині схилу, що перетинають виходи на поверхню схилу поверхонь ковзання та підвищують тим самим стійкість схилу;
- влаштування утримуючих протишсувних споруд у вигляді заанкерованих у ґрунті підпірних стін чи глибоких опор з бурових паль, об'єднаних по верху ростверками у формі підпірних стін;
- улаштування глибоких опор, що перетинають поверхні ковзання і підвищують опір ковзанню за принципом поперечного армування ґрунту;
- поверхневе чи глибинне закріплення ґрунтів зсувної зони глинизацією, цементацією, силікатизацією, смолізацією, електрохімічними методами і т.ін.;
- агролісомеліорація у формі вирощування на поверхні схилу трави з розвинутою кореневою системою, чагарників, дерев і т.ін.

Варто мати на увазі, що при влаштуванні контрфорсів, контрбанкетів, підпірних стін різної конструкції, палювих рядів і полів для зменшення барражного ефекту передбачають дренажі уздовж всіх протишсувних споруд на глибині подошви стіни чи ростверку.

7.12. МЕРЗЛІ І ПУЧИНІСТІ ҐРУНТИ

Основи, складені пучинистими ґрунтами, при сезонному промерзанні збільшуються в об'ємі, що супроводжується підйомом поверхні ґрунту і виникненням сил морозного здимання ґрунту, що діють на фундамент. При відтаванні відбувається осідання пучинистого ґрунту.

До пучинистих ґрунтів відносять глинисті ґрунти, піски пілуваті і дрібні, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем, що мають до початку промерзання вологість вище визначеного рівня. Особливості пучинистих ґрунтів враховують у тому випадку, коли за якихось причин не виконуються

вимоги норм на проектування основ, що стосуються призначення глибини закладення фундаментів, чи при проектуванні фундаментів споруд, для яких вплив дотичних сил морозного здимання є істотними. За своїм впливом на фундаменти споруд пучинисті ґрунти подібні до ґрунтів, що набухають. Пучинисті ґрунти характеризують:

- відносною деформацією морозного здимання ε_{fh} – відношенням підйому навантаженої поверхні ґрунту до товщини шару, що промерзає;
- тиском морозного здимання p_{fh} , нормальним до підшви фундаменту;
- питомим значенням τ_{fh} дотичної сили морозного здимання, що діє уздовж бічної поверхні фундаменту, значення яких подані в таблиці 7.11.

Таблиця 7.11. Розрахункові питомі дотичні сили здимання

Вид і стан ґрунту	τ_{fh} , МПа, при глибині сезонного промерзання ґрунту, м	
	1	2
Глинисті при $I_L > 0,5$; піски мілкі та пилуваті при $S_r > 0,95$	0,13	0,11
Глинисті при $0,25 \leq I_L \leq 0,5$; піски мілкі та пилуваті при $0,8 < S_r \leq 0,95$; великоуламкові з глинистим заповнювачем $> 30\%$	0,10	0,09
Глинисті при $I_L < 0,25$; піски мілкі та пилуваті при $0,60 \leq S_r \leq 0,80$; великоуламкові з глинистим заповнювачем від 10 до 30%	0,08	0,07

При закладенні фундаментів нижче глибини промерзання повинен виконуватися розрахунок стійкості фундаментів на дію дотичних сил морозного здимання. При закладенні фундаментів вище глибини промерзання (малозаглиблені фундаменти) необхідно робити розрахунок деформацій морозного здимання ґрунтів основи з урахуванням дотичних і нормальних сил морозного здимання. Граничні значення підйому основи, складеної пучинистими ґрунтами, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25% і відносну нерівномірність підйомів будівлі в розмірі 50% відповідних граничних деформацій (осідань) для звичайних умов будівництва.

Якщо розрахункові деформації морозного здимання основи фундаментів більше граничних чи стійкість фундаментів на дію сил морозного здимання недостатня, крім можливості зміни глибини закладення фундаментів, варто застосовувати заходи, що зменшують сили і деформації морозного здимання. До цих заходів відносять водозахисні, теплозахисні, фізико-хімічні і конструктивні. За винятком теплозахисних заходів, інші призначають за аналогією до ґрунтів, що набухають. До теплозахисних заходів відносять: утеплення ґрунту під вимощенням; покриття бічних поверхонь бітумом чи полімерною плівкою; просочення поверхонь фундаменту водовідштовхувальними сполуками; використання хімічних речовин для зниження температури замерзання ґрунту.

7.13. НАМИВНІ ГРУНТИ

Намивні ґрунти характеризуються неоднорідністю за рахунок багатошарової структури і мінливості складу і властивостей у плані і за глибиною. Фізико-механічні властивості таких ґрунтів змінюються в часі, зокрема за рахунок коливання рівня ґрунтових вод. Намивні ґрунти чутливі до вібраційних впливів. На їхні загальні осідання істотний вплив мають осідання підстильних шарів корінних ґрунтів. Для намиву використовуються, як правило, піщані ґрунти. Основи з намивних ґрунтів багато в чому подібні за своїми властивостями до основ з насипних ґрунтів у вигляді планомірно зведених насипів.

Міцносні та деформаційні характеристики намивних ґрунтів встановлюють за результатами польових і лабораторних досліджень ґрунтів непорушеного складу з урахуванням віку намивного ґрунту, тобто часу, що пройшов після закінчення намивання основи.

Розрахунок основ, складених намивними ґрунтами, провадять як для звичайних умов будівництва. Якщо товщу намивних ґрунтів підстиляють біогенні ґрунти чи мули, у розрахунках основ слід враховувати ступінь фільтраційної консолідації підстиляючих ґрунтів, привантажених товщею намивних ґрунтів, на момент початку будівництва. У зазначених випадках застосування стовпчастих фундаментів при проектуванні будівель і споруд не допускається.

Розрахунковий опір основи R приймають як для звичайних умов будівництва. При цьому міцносні характеристики намивного ґрунту варто приймати відповідними початку будівництва.

Повну деформацію основи, складеної намивними ґрунтами, визначають підсумовуванням осідань основи від зовнішнього навантаження, самоущільнення товщі намивних ґрунтів і додаткових осідань за рахунок незавершеної консолідації завантажених намивом підстильних шарів ґрунту.

При розрахункових деформаціях основи, складеної намивними ґрунтами, більше граничних чи за недостатньої несучої здатності основи повинні передбачатися наступні заходи:

- ущільнення намивних ґрунтів надлишковим привантаженням (намивом), трамбуванням, вібраційними машинами і котками, енергією вибуху і т.п.;
- закріплення чи армування намивного ґрунту;
- конструктивні заходи, що пристосовують споруду до нерівномірних деформацій основи.

7.14. ПІДТОПЛЕНІ ТЕРИТОРІЇ

При підтопленні території фундаментні конструкції розташовуються нижче рівня ґрунтових вод. Ґрунтові води являють собою агресивне середовище, що викликає корозійне руйнування матеріалів фундаментних конструкцій. Класифікація ґрунтових вод за ступенем їхньої агресивності до фундаментних конструкцій приводиться в нормах на проектування захисту конструкцій від корозії. Захист бетонних і залізобетонних фундаментних конструкцій від агресивного впливу ґрунтових вод здійснюють застосуванням бетонів підвищеної

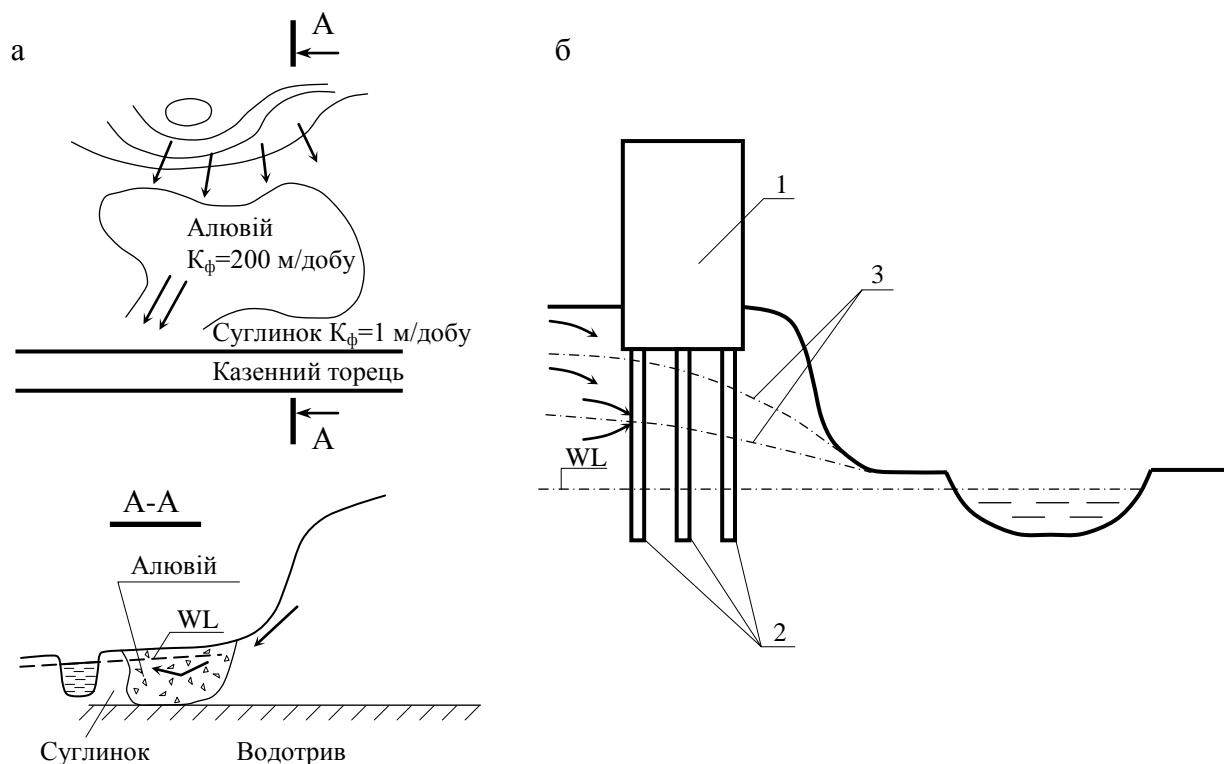


Рис. 7.8. Схеми підтоплення територій: а – природного характеру; б – техногенного характеру (барражний ефект); 1 – споруда; 2 – пальові фундаменти; 3 – зміна рівня ґрунтових вод, зумовлена барражним ефектом

водонепроникності на сульфатостійких цементах. Інформація про заходи захисту повинна міститися в примітках робочої документації.

Площадки будівництва підлягають захисту від затоплення і підтоплення. Схеми підтоплення територій приведені на рис. 7.8.

Розрізняють підтоплення природного характеру й техногенного характеру. Причиною природного підтоплення території є різко виражена неоднорідність ґрунтів за фільтраційними характеристиками на шляху розвантаження ґрунтового потоку. На рис. 7.8, а умовно показана схема розвантаження ґрунтового потоку на території м. Слов'янська Донецької області. Надзаплавні тераси, на яких розташована міська забудова, представлені на глибину до водотриву алювієм з коефіцієнтом фільтрації 200 м/добу. Безпосередньо перед зоною розвантаження ґрунтового потоку, яким є ріка Казенний Торець, ґрунтовий масив до рівня водотриву представлений суглинком з коефіцієнтом фільтрації 1 м/добу. Низька водопроникність суглинку порівняно з алювієм створює природну перешкоду для розвантаження ґрунтового потоку і приводить до підтоплення території. Прикладом техногенної причини підтоплення території є будівництво на шляху міграції ґрунтового потоку фундаментів глибокого закладення, наприклад пальових фундаментів (рис. 7.8, б). Наявність у ґрунтовому масиві будівельних конструкцій зменшує ефективну площу перетину ґрунтового потоку, що сповільнює його розвантаження. Таке явище називають барражним ефектом. Уповільнення швидкості розвантаження ґрунтового потоку на шляху його міграції приводить до місцевого підняття рівня ґрунтових вод перед

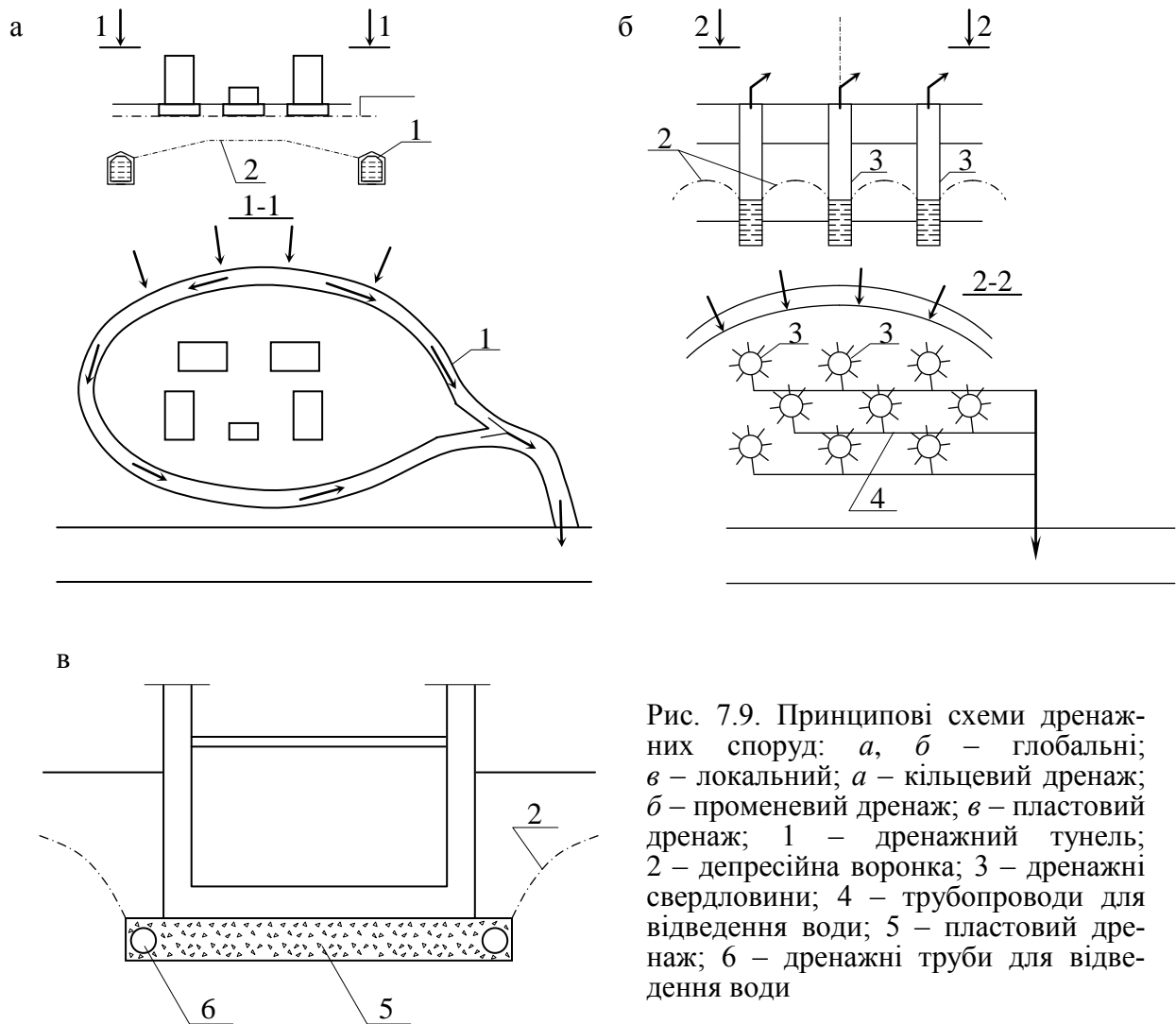


Рис. 7.9. Принципові схеми дренажних споруд: а, б – глобальні; в – локальний; а – кільцевий дренаж; б – променевий дренаж; в – пластовий дренаж; 1 – дренажний тунель; 2 – депресійна воронка; 3 – дренажні свердловини; 4 – трубопроводи для відведення води; 5 – пластовий дренаж; 6 – дренажні труби для відведення води

спорудою, що створює барражний ефект, і, як наслідок, до підтоплення території.

Захист територій від затоплення і підтоплення здійснюють шляхом зниження рівня ґрунтових вод на забудованій площадці чи поблизу споруди. Для цих цілей застосовують різної конструкції дренажні системи (рис. 7.9).

Основи гідрогеологічних методів розрахунку дренажних систем викладають у курсах інженерної геології та гідрогеології. Нижче подано коротку класифікацію дренажних систем за їхнім призначенням. Розрізняють глобальні та локальні дренажні системи. Глобальні дренажні системи призначені для зниження рівня ґрунтових вод на великій території. Застосовують кільцеві (рис. 7.9, а) чи променеві (рис. 7.9, б) дренажні системи. Залежно від умов живлення підземних вод замість кільцевих дренажів можуть улаштуватися фронтальні чи берегові дренажі. Кільцевий дренаж улаштовують, як правило, самопливним, у зв'язку з чим він є більш ефективним за енерговитратами, ніж променевий. Променевий дренаж влаштовують тоді, коли через природний рельєф не можна улаштувати кільцевий дренаж. Він складається з системи дренажних свердловин, кожна з яких має горизонтальні дренажні труби, що розходяться променями. Воду, що дренується, відкачують зі свердловин насосами й за трубопроводами скидають у точку розвантаження за межами території, захищеної

від підтоплення (наприклад, у річку).

Локальні дренажні системи призначені для водозниження поблизу споруди. Для цього застосовують пристінні чи пластові (рис. 7.9, в) дренажі. Як правило, ці дренажі знижують рівень ґрунтових вод нижче позначки підлоги підвалу. Воду скидають за дренажними трубами за межі споруди самопливом чи примусово за допомогою насосних установок. Самопливне скидання є кращим.

Конструкції дренажів піддають гідрологічним розрахункам для забезпечення такої швидкості дренивання, при якій не настає механічна суфозія (винесення часток ґрунту в дренажну воду). Суфозія може приводити до кольматації (замулювання) дренажної системи та її виходу з ладу. Крім цього, суфозія може бути причиною локальних осідань основи під спорудою і викликати порушення його нормальної експлуатації. Для виключення кольматації дренажні труби захищають спеціальними дренажними засипаннями, що уловлюють частки ґрунту при дрениванні води. Типове дренажне засипання складається з трьох шарів дренажного матеріалу різної крупності. Безпосередньо біля дренажної труби розташовують найкрупніший дренажний матеріал, а по контуру засипання найдрібніший дренажний матеріал. Як дренажний матеріал застосовують митий щебінь і пісок заданого гранулометричного складу.

При розробці проектів захисту територій від затоплення та підтоплення розглядають заходи, що виключають причини підйому рівня ґрунтових вод:

- засипання балок, ярів, джерел, струмочків й інших природних шляхів виходу і міграції ґрунтових вод;
- інфільтрація ґрунтових вод з водоймищ з високим рівнем дзеркала, зі зрошувальних систем і т.ін.;
- спорудження техногенних нагромаджувачів атмосферних опадів і стоків у вигляді законсервованих котлованів, виїмок у ґрунті великої глибини тощо;
- руйнування рослинного, особливо дернового, шару ґрунту, викорчовування пнів, утворення розпушеного насипного шару, що є акумулятором вологи;
- погіршення стоку поверхневих вод за рахунок зміни планувальних позначок, осідань полотна під'їзних доріг, руйнування вимощення і порушення її ухилів, недостатньої щільності ґрунтів зворотного засипання фундаментів тощо;
- витоки з водонесучих комунікацій, що досягають 50% і більше у балансі джерел живлення підземних вод у великих містах України;
- екранування забудованої території будівлями, спорудами і дорожніми покриттями, що зменшують випаровування підземних вод;
- закриття вугільних шахт, наслідком чого є припинення відкачування ґрунтових вод з підземних виробок і їхнє затоплення.

На деяких ділянках міст і промислових підприємств України за останні 15 – 20 років через ці причини рівень ґрунтових вод піднявся на 5 – 15 м, а швидкість підняття рівня ґрунтових вод складає 0,25 – 1 м у рік.

7.15. БУДІВНИЦТВО В УМОВАХ ТЕХНОГЕННОГО ВПЛИВУ

Техногенний вплив на будівлі, споруди та території в містах і промислових зонах зводиться до двох основних факторів:

- на щільно забудованих територіях, зокрема, виникають нерівномірні деформації існуючих будівель і споруд, викликані новим будівництвом;
- на забудованих територіях мають місце динамічні впливи на будівлі від роботи транспорту, машин і механізмів на будівельних майданчиках.

Досвід будівництва нових будівель і споруд у містах, де для забудови використовують ділянки між уже зведеними будівлями, показав, що через вплив нового будівництва старі будівлі зазнають іноді значних деформацій, що призводять до руйнування їхніх конструкцій.

Вплив нового будівництва на розвиток деформацій основи фундаментів існуючих будівель за класифікацією Б.І. Далматова зводиться до наступного:

- випирання ґрунту з-під подошви існуючого фундаменту убік котловану;
- вимивання піщаного ґрунту з-під подошви існуючого фундаменту, коли під час будівництва застосовують відкритий водовідлив для зниження рівня ґрунтових вод у котловані;
- ущільнення піщаного ґрунту під існуючим фундаментом від забивання паль чи шпунта, трамбування чи віброущільнення дна котлована;
- проморозування основи існуючого фундаменту при розкритті в зимовий час котлована для нового будівництва;
- ущільнення основи фундаменту існуючої будівлі від додаткових навантажень, що виникають у зв'язку з новою забудовою;
- розвиток сил негативного тертя за бічною поверхнею паль існуючої будівлі внаслідок нового будівництва.

Для зменшення чи повного виключення впливу нового будівництва на основи фундаментів існуючих будівель застосовують такі заходи:

- нові об'єкти зводять з відступом від старої забудови на відстань $L > H_c/2$, де H_c – глибина стисливої товщі під новим фундаментом;
- при малоповерховій старій забудові передбачають між новими та існуючими будівлями малоповерхові вставки з малим навантаженням на фундаменти;
- улаштовують проїзди в місцях сполучення старої і нової забудов;
- улаштовують консольне примикання фундаментів нової будівлі до фундаментів існуючої будівлі;
- улаштовують самонесучі стіни поруч із фундаментами існуючої будівлі;
- у місці примикання будівель влаштовують незалежні фундаменти;
- як фундаменти в місці примикання нової будівлі до старої влаштовують фундаменти у вигляді бурових паль чи збірних залізобетонних паль, що занурюють у ґрунт методом вдавлення;
- улаштовують роздільну стіну в основі між фундаментами старої і нової будівлі у вигляді шпунта, конструкції "стіна в ґрунті", буроін'єкційних паль чи свердловин, заповнених відповідним матеріалом.

Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих грунтах. Частина 1. Будинки і споруди на підроблюваних територіях. Частина 2. Будинки і споруди на просідаючих грунтах / Держбуд України. – К., 1999.
3. ДБН В.1.-12:2006. Будівництво в сейсмічних районах України / Мінбуд України. – К., 2006. – 84 с.
4. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлєв, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
5. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83). – НИИОСП им. Герсеванова. – М.: Стройиздат, 1986.– 415 с.

8. РЕКОНСТРУКЦІЯ І ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ. БУДІВНИЦТВО В СТИСНУТИХ УМОВАХ

8.1. НАТУРНІ ОБСТЕЖЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ ТА ОСНОВ

Випадки порушення роботи основ і фундаментів зустрічаються часто. Вони у більшості випадків обумовлені помилками, допущеними при інженерно-геологічних вишукуваннях, проектуванні, будівництві й експлуатації. Виконанню робіт з реконструкції та підсиленню фундаментів повинні передувати натурні обстеження деформованих будівель і споруд.

Перед проведенням натурних обстежень основ і фундаментів будівель (споруд), що деформуються чи реконструюються, необхідно отримати від відповідних організацій (проектних, органів нагляду) дозвіл на проведення цих робіт, при цьому повинні бути виконані заходи для забезпечення безпеки.

Метою обстеження основ і фундаментів є виявлення їхнього фактичного стану. До складу робіт входять: огляд існуючих фундаментів з фіксуванням їхнього стану і міцності; дослідження ґрунтів основи з установами зміненого гідрогеологічного режиму; організація і проведення спостережень за деформаціями, осіданнями і кренами фундаментів. Характер і обсяг натурних обстежень визначається конкретними задачами перевлаштування фундаментів.

Обстеження фундаментів неглибокого закладення, огорожуючих підземних конструкцій, визначення виду і стану ґрунту основи здійснюють проходкою шурфу на глибину до 1,5 м нижче підошви фундаменту. Обстеження пальових фундаментів чи фундаментів з підвищеною глибиною закладення, а також їхніх основ роблять шляхом проходки шурфів-свердловин (дудок).

Спостереження за осіданнями і деформаціями являється спеціальним видом геодезичних робіт, які виконують за погодженою з проектною чи науководослідною організацією програмою. З огляду на те, що на період спостережень основна частина деформацій, як правило, завершена, то для оцінки швидкості їхнього протікання необхідно забезпечувати максимальну точність спостережень.

Спостереження за осіданнями здійснюють способом геометричного нівелювання. Найбільш оптимальною в умовах реконструкції і підсилення фундаментів може стати так звана методика "безреперного нівелювання", при якій визначають лише значення відносних вертикальних переміщення осадкових знаків. При цьому вертикальні переміщення визначають шляхом порівняння відповідних перевищень, виміряних у різні моменти часу.

Спостереження за кренами будівлі чи фундаментів здійснюють методом геометричного нівелювання (за різницею осідань протилежних сторін, віднесеної до поперечного розміру) чи способом проектування з використанням теодоліта (за різницею відліків проекцій верху і низу, віднесеної до висоти).

До складу геодезичних робіт входить також організація спостережень за тріщинами. Ці спостереження мають дві цілі: виявити поширення зон деформацій (за маяками рис. 8.1) і установити характер розвитку ушкоджень у часі (наприклад, за допомогою найпростішого мікроскопа).

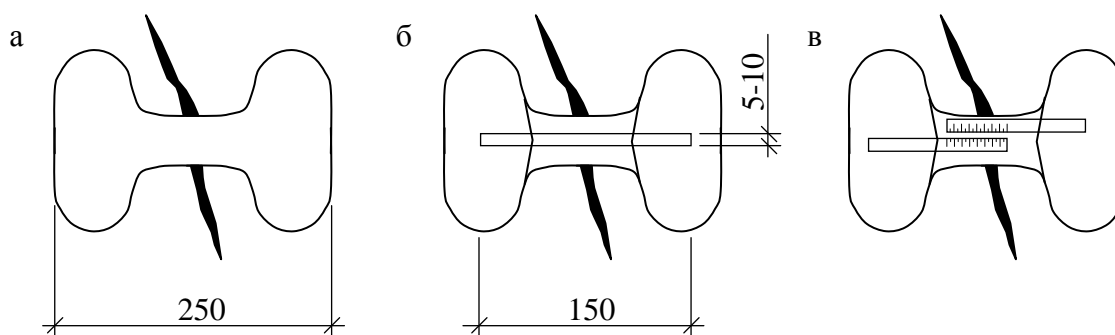


Рис. 8.1. Види алебастрових маяків, що використовуються в будівництві:
а – у вигляді вісімки; б – зі скляною пластинкою; в – з пластинами внапуск

8.2. ЗМІЦНЕННЯ І ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ

Зміцнення і підсилення основ може бути забезпечено шляхом *осушення і дренажу, закріплення і зміцнення ґрунтів*.

Осушення і дренаж основ застосовують самостійно чи в комплексі з активними способами захисту від деформацій (підсилення фундаментів, заміна чи підсилення надземних конструкцій).

При захисті основ від впливу підземних вод здійснюють наступні заходи:

1. Цілковитим припинити доступ води на забудовану територію. У цьому випадку влаштовують нагірні канали і кювети, водоперехоплюючі і відвідні лотки, дренажні траншеї чи засипання з відвідними дренажними трубами, проти-фільтраційні завіси тощо. Сюди ж відносять заходи по відведенню поверхневих вод, яке здійснюють шляхом вертикального планування і влаштування зливової каналізації.

2. Водозахисні заходи, призначені для відведення прибуваючої до будівлі (споруди) води від близько розміщених джерел замочування. У цьому випадку влаштовують кільцеві дренажі у вигляді траншей з укладеними в них дренами, заповненими дренажним матеріалом, дренажні завіси, дренажні галереї тощо.

3. Заходи, які здійснюють для зниження рівня підземних вод безпосередньо під фундаментами будівлі. Застосовують різноманітні види дренажів, приклади яких розглядалися у п.п. 4.6 та 7.14.

При здійсненні водозниження в ґрунтах, що мають коефіцієнт фільтрації менше 0,1 м/добу, використовують спеціальні методи водозниження – вакуумування і електроосушення.

Підвищення міцності основ, у тому числі і на період підсилення фундаментів і надземних конструкцій, може бути забезпечено методами закріплення (хімічне, термічне, фізико-хімічне).

За характером розташування ін'єкторів хімічне закріплення може бути вертикальним, похилим, горизонтальним і комбінованим (рис. 8.2, а, б, в і г відповідно). Зони, що закріплюють, влаштовують стрічковими, суцільними, переривчастими і кільцевими. Вибір способу і схем закріплення залежить від виду і характеристик ґрунту основи, форми і розмірів фундаменту, діючих навантажень.

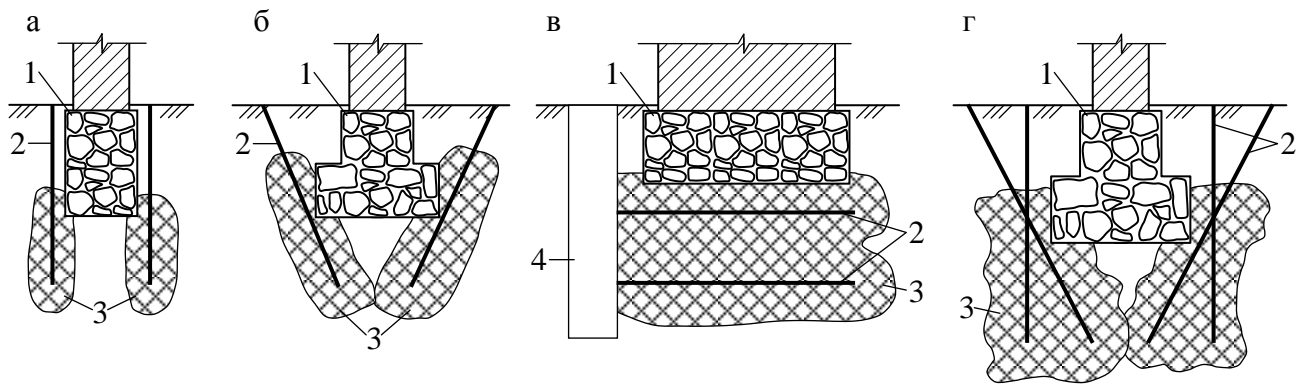


Рис.8.2. Схеми можливого розміщення ін'єкторів при закріпленні основ
1 – фундамент; 2 – ін'єктор; 3 – зона закріплення; 4 – шахта

До традиційних способів хімічного закріплення відносять цементацію, силікатизацію (одно- і дворозчинна, газова, електросилікатизація), електрохімічне закріплення, смолізацію.

Термозакріплення (випалювання) застосовують в основному при закріпленні лесових необводнених ґрунтів.

Основи можуть бути підсилені також шляхом зведення по периметру фундаменту огорожуючої стінки, влаштованої нижче підшви вертикально чи похило з монолітного чи збірного залізобетону, шпунта, паль (вдавлених, буронабивних, буроін'єкційних). Ґрунт основи, розташований між огорожуючими стінками, ущільнюється, і, внаслідок тертя, частину навантаження сприймають стінки. Крім того, огорожуючі стінки, що улаштовують звичайно на глибину, рівну 1–2 ширини фундаменту, перешкоджають випиранню слабого ґрунту з-під підшви.

8.3. ПІДСИЛЕННЯ І РЕКОНСТРУКЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

Вибір методу підсилення і реконструкції фундаментів неглибокого закладення (як стрічкових, так і стовпчастих) залежить від причин, що викликають необхідність такого підсилення, конструктивних особливостей існуючих фундаментів і ґрунтових умов площадки. Методи, що застосовуються в таких випадках, підрозділяють на наступні групи:

1. В умовах руйнування матеріалу фундаменту, недостатньої несучої здатності основи і необхідності часткового збільшення навантаження застосовують підсилення кладки шляхом нагнітання цементного розчину в порожнини, заміну слабкої ділянки фундаменту, влаштування бетонних чи залізобетонних обойм без розширення чи з розширенням підшви фундаменту (рис. 8.3, а, б, в).

2. При великій товщі слабких ґрунтів в основі, корозійному чи іншому руйнуванні фундаменту, необхідності збільшення глибини закладення чи зміни підземної частини будівлі здійснюють підведення конструктивних елементів (плити, стовпи) під існуючі фундаменти (рис. 8.4, а, б). Підведення стовпів і плит виконують у шаховому порядку чи шляхом суцільної стіни. Можливе збільшення опорної площадки.

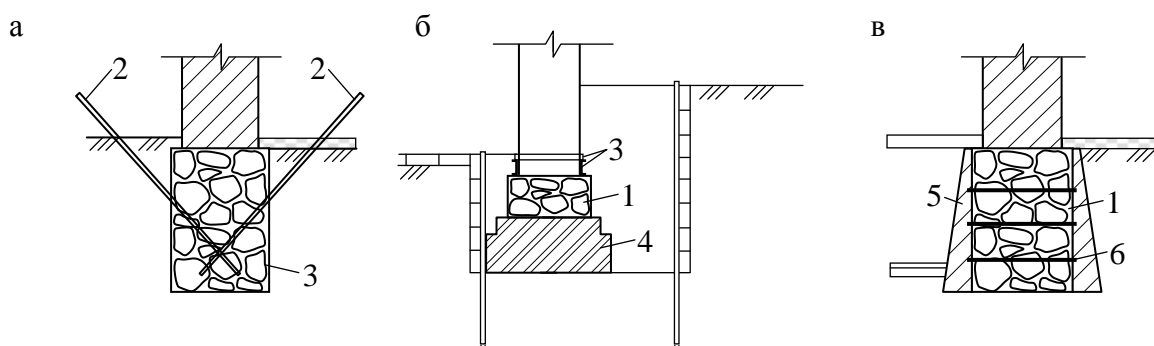


Рис. 8.3. Укріплення фундаментів: а – цементациєю; б – заміною слабкої ділянки; в – бетонною чи залізобетонною обоймою; 1 – існуючий фундамент; 2 – ін'єктор; 3 – металічні укріплюючі балки; 4 – заново влаштована частина фундаменту; 5 – обойма; 6 – анкеруючі стрижні

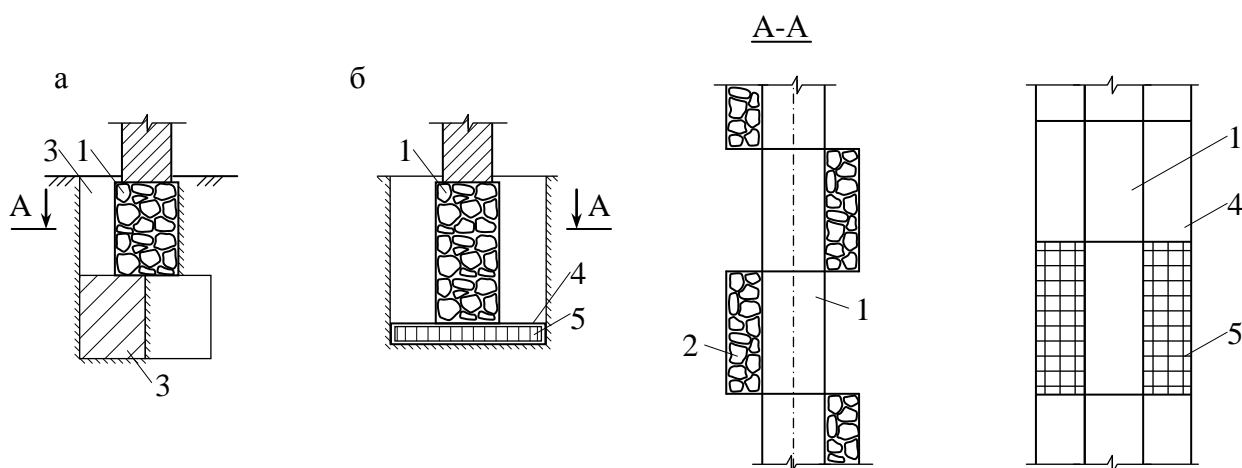


Рис. 8.4. Конструктивні рішення підведення фундаменту: а – стовпи з шаховим розміщенням у плані; б – залізобетонні плити; 1 – фундамент; 2 – стовп; 3 – шурф; 4 – плита; 5 – арматурний каркас

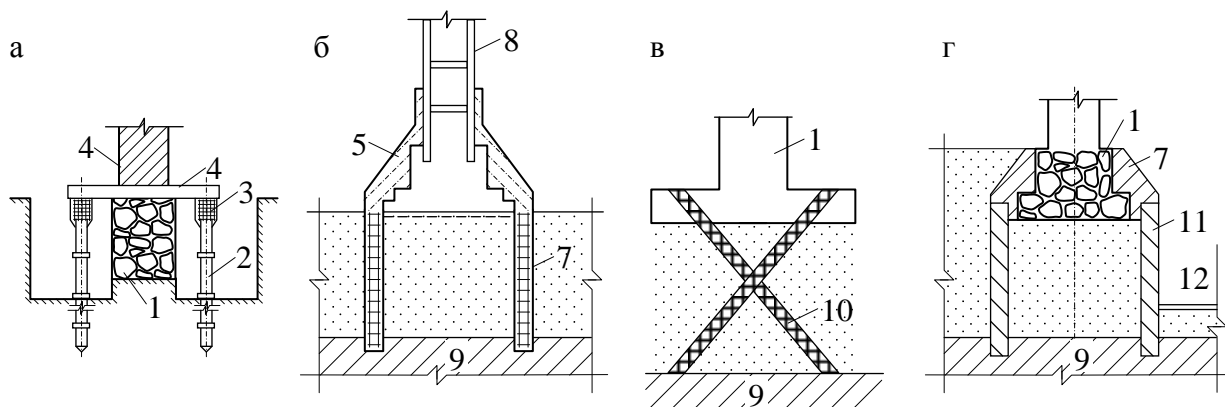


Рис. 8.5. Схеми підсилення фундаментів палями та глибокими стінами:

а – задавленими; б – набивними; в – буроін'єкційними; г – стіною в ґрунті; 1 – існуючий фундамент; 2 – металічні трубчаті паля; 3 – оголовок; 4 – монолітна залізобетонна балка; 5 – стіна будівлі; 6 – набивна паля; 7 – залізобетонна обойма; 8 – колона; 9 – щільний ґрунт; 10 – буроін'єкційна паля; 11 – стіна в ґрунті; 12 – підвальне приміщення

3. При неможливості розширення підшви фундаменту і наявності великої товщі слабких ґрунтів підсилення здійснюють шляхом:

- влаштування проміжних опор, що за допомогою обойм омонолічують з тілом фундаменту;
- збільшення шляхом постановки фундаментів на палі.

Підсилення роблять вдавненими палями (металевими, залізобетонними), у тому числі складеними (рис. 8.5, *а*), набивними (рис. 8.5, *б*), буроін'єкційними (рис. 8.5, *в*).

За великих навантажень підсилення може бути зроблене шляхом постановки фундаменту на виносні конструкції, які зводять по периметру способом "стіна в ґрунті". Такий спосіб підсилення застосовують також при влаштуванні глибоких виїмок і підвалів у безпосередній близькості від фундаменту (рис. 8.5, *г*).

8.4. ПІДСИЛЕННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

Підсилення пальових фундаментів виконують у випадках ушкодження ростверків, руйнування оголовок паль, а також недостатньої несучої здатності кушів паль чи зростання навантаження при реконструкції.

Спосіб підсилення ростверків вибирають залежно від характеру ушкодження і причин, що його викликали. Так ремонт дрібних поверхневих і неглибоких тріщин, що не розвиваються, усунення виколів і раковин виконують шляхом обмазки чи торкретування (під тиском цементного розчину по металевій сітці). При наскрізних тріщинах, недостатній міцності бетону, недостатньому армуванні, а також для запобігання подальшого розвитку небезпечних вертикальних тріщин у ростверку поряд з цементацією влаштовують залізобетонні обойми у вигляді сорочки чи поясу.

Підсилення верхніх кінців залізобетонних паль і місць їхнього сполучення з ростверком (різні випадки ушкоджень і порушень у процесі провадження робіт, руйнування бетону й арматури при експлуатації) може бути виконано влаштуванням залізобетонної сорочки-обойми (рис. 8.6, *а*). Розміри сорочки й армування приймають конструктивно; роботи виконують захватками.

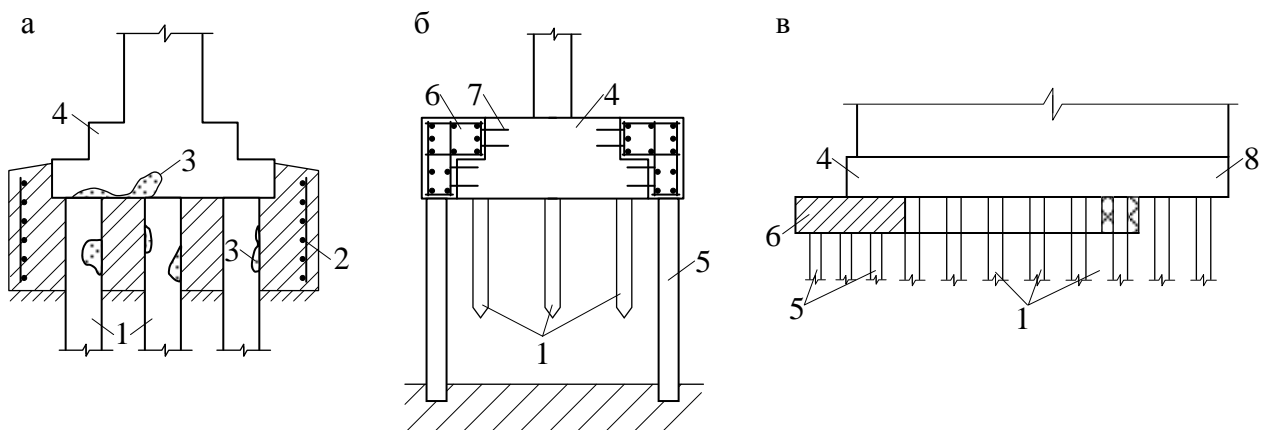


Рис 8.6 Підсилення пальових фундаментів: а – омонолічуванням оголовок паль; б – влаштуванням виносних паль; в – підведенням додаткових паль; 1 – існуючі палі; 2 – залізобетонна обойма; 3 – пошкодження у палі та ростверку; 4 – ростверк; 5 – додаткова виносна паля; 6 – новий ростверк; 7 – зв'язки додаткового ростверку з тим, що підсилюється; 8 – сторона будівлі, по якій вирубувались палі

Найчастіше підсилення виконують зануренням додаткових паль поза контуром (виносні палі). Навантаження на виносні палі може передаватися за допомогою спеціальних опорних горизонтальних балок, що пропускають крізь ростверк чи стіну будівлі, а також за допомогою нового ростверку (рис. 8.6, б). Підсилення може також бути виконане за допомогою буроін'єкційних паль.

Тип додаткових паль – буронабивні, вдавлювані складені, буроін'єкційні – вибирають з урахуванням конкретних умов. Підсилення пальових фундаментів виносними палями роблять і для призупинення крену. У цьому випадку для включення в роботу виносних паль в існуючих палях вирубувалася верхня частина стовбура (рис. 8.6, в).

8.5. ПІДВИЩЕННЯ СТІЙКОСТІ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД, РОЗТАШОВАНИХ НА НЕСТІЙКИХ СХИЛАХ

Найбільш ефективними заходами щодо закріплення нестійкого (зсувного) схилу з розташованими на ньому будівлями і спорудами є влаштування контрбанкетів, контрфорсів і утримуючих протизсувних конструкцій. Слід, однак, мати на увазі, що будівлі чи споруди, побудовані на схилах, можуть деформуватися і незалежно від ступеня стійкості схилу. Якщо схил чи укіс, на якому (чи поблизу якого) зведена будівля чи споруда, стійкий, а деформації фундаментів відбуваються, то причини цих деформацій варто шукати в недостатній несучій здатності основи чи міцності фундаменту. У цих випадках підсилення основ і фундаментів роблять раніше розглянутими в п.п. 8.2–8.5 способами.

Контрбанкет (рис. 8.7) являє собою відсипання з ґрунту і призначений для збільшення утримуючих сил у схилі під дією власної ваги. Найбільший ефект від контрбанкета досягається в тому випадку, коли він розташований над висхідною гілкою поверхні ковзання. В окремих випадках низовий укіс контрбанкета може бути підсилений підпірною стінкою чи пальовою конструкцією. Основу контрбанкета часто виконують із дренажного матеріалу (щебінь, гравій, крупний пісок).

Для зміцнення схилів замість суцільного контрбанкета влаштовують контрфорс, що являє собою поперечний вертикальний виступ, ребро чи стінку, що підсилює схил (чи утримуючу конструкцію, наприклад, підпірну стінку) і приймає на себе тиск ґрунту (рис. 8.7, б). Контрфорси можуть бути як кам'яними, так і бетонними; кам'яні контрфорси одночасно служать для відведення з товщі схилу ґрунтових вод і їх називають контрфорсними дренажами.

Деформації будівель і споруд на зсувних схилах не завжди можна запобігти влаштуванням контрфорса чи контрбанкета. У подібних випадках застосовують протизсувні утримуючі конструкції глибокого закладення. Такі конструкції найчастіше виконують із буронабивних паль, розташованих впоперек руху зсуву й об'єднаних залізобетонними ростверками (рис. 8.7, в).

Останнім часом протизсувні утримуючі пальові конструкції стали використовувати із застосуванням анкера, що закріплює ростверк на корінних породах. У якості анкерних пристроїв використовують похилі буроін'єкційні палі діаметром 200–300 мм. Такі конструкції більш економічні, оскільки анкеруван-

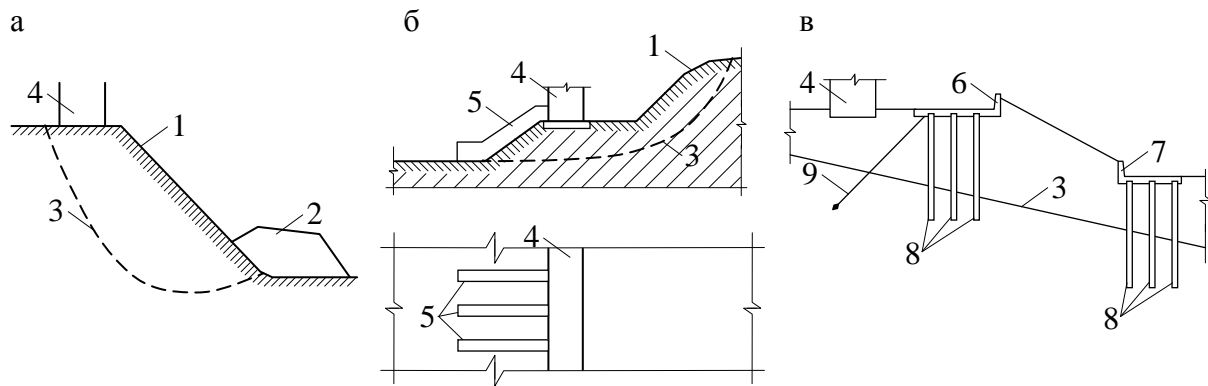


Рис. 8.7. Підсилення схилів: а – контрбанкетом; б – контрфорсом; в – утримуючими конструкціями; 1 – поверхня схилу; 2 – контрбанкет; 3 – поверхня ковзання зсуву; 4 – будівля; 5 – контрфорс; 6, 7 – верхня та нижня утримуюча конструкції; 8 – буронабивні палі; 9 – анкер

ня голови конструкції істотно полегшує її роботу і дозволяє зменшити число рядів паль, їхній діаметр і довжину.

8.6. ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ ПОБЛИЗУ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ

Будівництво нової будівлі в умовах тісної забудови впливає на деформації основи під раніше зведеними будівлями. Додаткове осідання (іноді тріщини, нахил і перекоси) сильніше проявляються в тій частині існуючого будинку, що знаходиться поблизу нового.

Як відомо, напружена (чи деформована) зона в основі виходить за межі фундаменту, у результаті чого утворюється вирва осідання (рис 8.8, а). Взаємний вплив близько розташованих фундаментів виявляється в тому, що формується загальна воронка осідання (рис. 8.8, б, в).

Характер деформацій (осідань і кренів) при взаємному впливі фундаментів залежить від умов завантаження цих фундаментів, тобто від часу прикладання навантаження. Так, якщо завантаження основ двох фундаментів відбувається одночасно, то будівля чи споруда отримують нахил у напрямку один до одного. Коли фундаменти зводять і навантажують послідовно, то будівля, яку зводять в другу чергу (за інших рівних умов), отримає осідання менше, ніж при одночасному зведенні; при цьому крен будівель і першої, і другої черги виявляється спрямованим в одну сторону.

Поверхня ґрунту безпосередньо біля краю підшви жорсткого фундамен-

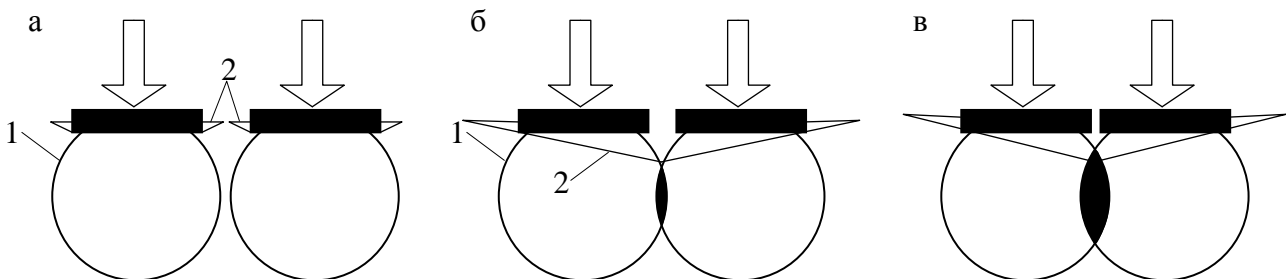


Рис. 8.8. Взаємний вплив двох фундаментів: а – зони напружень не перекриваються; б, в – зони напружень перекриваються; 1 – зона напружень; 2 – вирва осідання

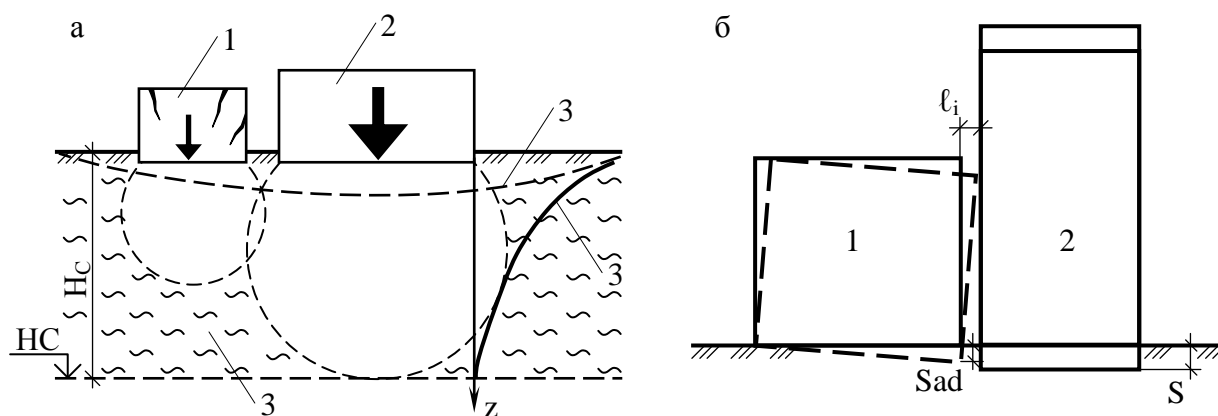


Рис. 8.9. Осідання поверхні ґрунту (а) та характер деформації різнонавантажених будівель (б), що розміщені поблизу одна від одної: 1 – існуюча будівля; 2 – будівля, що зводиться; 3 – вирва осідання; 4 – епюра осідання поверхні ґрунту; 5 – стискувана товща

ту дає осідання, близьке до осідання самого фундаменту (рис. 8.9, а), і з віддаленням від краю підшви вона інтенсивно зменшується.

Утворення вирви осідання поверхні ґрунту поблизу відносно ”важких“ будівель, що зводяться, приводить до додаткового осідання S_{ad} і деформації поруч існуючих будівель (рис. 8.9, б) та інженерних комунікацій, що знаходяться в межах зазначеної вирви. На відстані рівній $0,5b$ від краю фундаменту глибина вирви осідання може складати 25–40% величини осідання самого фундаменту. Утворення вирви осідання в існуючій будівлі може бути викликане також однібічним привантаженням складованим матеріалом чи підсипанням ґрунту при планувальних роботах.

У тих випадках, коли неможливо забезпечити розрив між суміжними фундаментами не менше ширини b для стовпчастого і $1,5b$ для стрічкового, необхідно застосовувати спеціальні заходи: влаштування огороження з розділювальною стінкою і застосування фундаментів з консолями.

Огороження слабкої основи існуючої будівлі (рис. 8.10, а) уздовж тієї

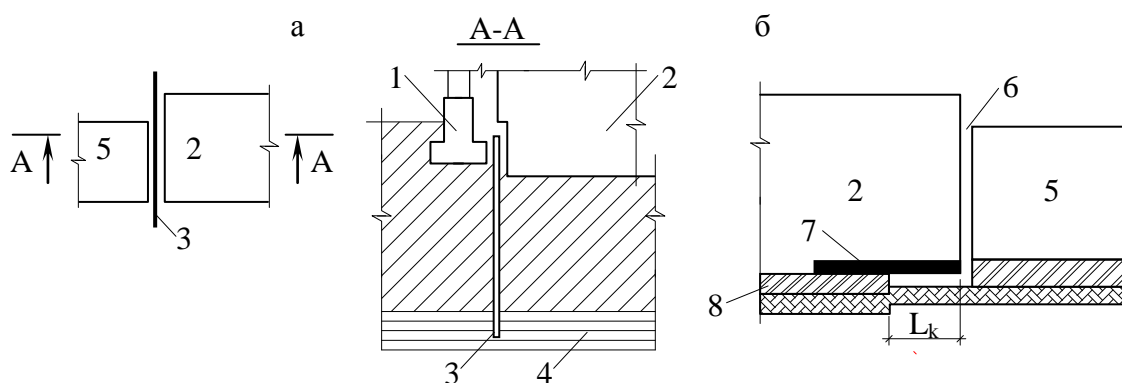


Рис. 8.10. Конструктивні заходи для виключення взаємного впливу близько розміщених будівель на їх деформації: а – захисне огороження; б – фундаменти з консолю при поздовжніх несучих стінах або плиті; в – при поперечних несучих стінах; 1 – існуючий фундамент; 2 – будівля, що проектується; 3 – захисне огороження; 4 – щільний ґрунт; 5 – існуюча будівля; 6 – осадочний шов; 7 – консоль; 8 – фундамент, що проектується; 9 – несуча стіна; 10 – монолітна частина стіни фундаменту з консолю; 11 – зазор

сторони, з якої починається будівництво нової будівлі, виконують зі шпунта, буронабивних і буроін'єкційних паль і способом "стіна в ґрунті". Для виключення впливу нової будівлі, огороження повинне виходити за контури існуючої будівлі не менше ніж на товщину шару слабого ґрунту. У вертикальному розрізі огороження повинне прорізати стисливу товщу в слабкому ґрунті і входити в щільні шари для того, щоб переміщення огороження було набагато менше осідання будівлі, що зводиться.

Суть використання фундаментів з консолями (рис. 8.10, б, в) полягає в наступному. Фундамент нової будівлі не доводиться до його торця. Торцева частина будівлі спирається на консоль, виліт якої l_K визначають розрахунком. Консоль найчастіше виконують у вигляді плити.

Вибір захисного заходу залежить від конкретних умов зведення нової будівлі поблизу існуючої.

Література

1. Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Е. А. Сорочана, Ю. Г. Трофименкова. – М.: Д985. – 479с.
2. Механика ґрунтов, основания и фундаменты. Учебник / С. Б. Ухов и др. под ред. С.Б. Ухова. – М.: Изд. АСВ, 1998. – 527 с.
3. Далматов Б. И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты, ч.2. Основы геотехники. – С.-П.: Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет, 2002. – 392 с.
4. Швец В. Б., Феклин В.И., Гинзбург Л. К. Усиление и реконструкция фундаментов. – М.: Стройиздат, 1985. – 203 с.
5. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение–основание» при неравномерных деформациях основания. – Изд. «Кубанькино», 2004. – 908 с.

9. ОСНОВИ ЕКОНОМІЧНОСТІ ФУНДАМЕНТОБУДУВАННЯ

9.1. ЗАВДАННЯ ВАРІАНТНОСТІ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Головні принципи проектування основ та фундаментів будівель і споруд такі: *економічність* (основи й фундаменти будівель, що проектують у конкретних умовах, повинні мати найменшу вартість); *швидкість будування* (нульовий цикл має бути виконаний у найкоротший строк); *максимальне використання несучої здатності основ і фундаментів* (застосування при проектуванні сучасних досягнень у галузі механіки ґрунтів і фундаментобудування); *надійність* (здатність основ та фундаментів сприймати навантаження протягом усього строку служби споруди без порушення умов його нормальної експлуатації).

У процесі варіантного проектування вибирають найбільш економічне, технологічне, надійне вирішення, яке дає змогу максимально використовувати несучу здатність основ. Залежно від способу передачі навантаження від надземної частини фундаменти будівель і споруд можна розділити на чотири основні групи: під несучі стіни (рис. 9.1); під колони каркасів й естакад (рис. 9.2); під стояки несучих розпірних конструкцій (рис. 9.3) та окремі фундаменти під споруди баштового типу (рис. 9.4).

Вибір основ і ефективної конструкції фундаменту є складним комплексним завданням, що потребує врахування численних факторів. Головні серед них – інженерно-геологічні умови, конструктивні особливості споруд, техніко-економічні умови виконання робіт тощо. В усіх випадках слід прагнути розташовувати споруди на ділянках із сприятливими інженерно-геологічними умовами. При цьому необхідно враховувати вимоги земельного законодавства щодо збереження природних земель для землеробства та охорони навколишнього природного середовища.

Для подальшого розгляду приймемо умовний розподіл ґрунтів на три категорії: *придатні для природної основи* – глинисті ґрунти від тугопластичних до текучопластичних, піски середньої щільності ($R=100\dots250$ кПа); *слабкі* – текучі глинисті ґрунти, заторфовані мули, незлежалі насипи та інші ґрунти ($R<100$ кПа); *щільні* – тверді й напівтверді глинисті, великоуламкові, щільні піщані, скельні ґрунти ($R>250$ кПа). Різноманітність ґрунтів основ можна представити у вигляді шести схем (рис. 9.5), згідно з якими основи можуть бути складені з шарів ґрунту, витриманих за глибиною і простяганням ($I-V$), а також із виклинюючих шарів та лінз (VI).

За рельєфом ділянки будівництва поділяють на рівнинні і косогірні. На косогірних ділянках необхідно оцінювати стійкість схилу, а також можливість випинання ґрунту з-під фундаменту.

Значною мірою на вибір виду й конструкції фундаменту впливає рівень ґрунтових вод. У зв'язку з цим будівельні майданчики ділять на три типи: *необводнені* – фундаменти можна розміщувати вище від рівня підземних вод, тоді не виникають ускладнення при зведенні та експлуатації підземної частини

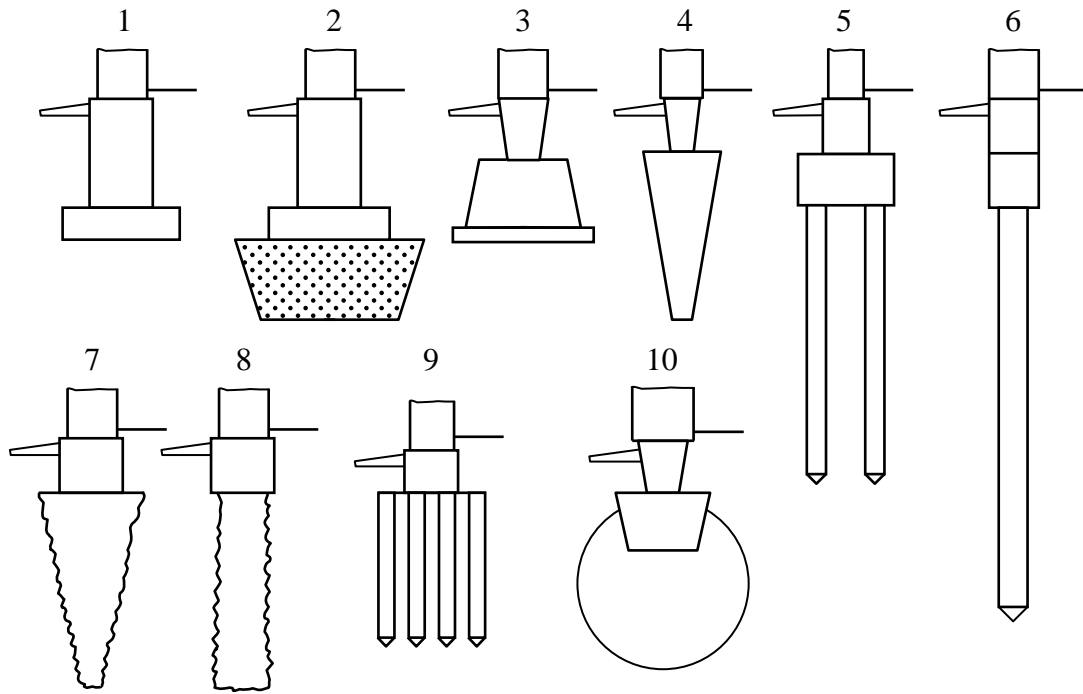


Рис. 9.1. Фундаменти під несучі стіни:

1 – стрічкові; 2 – на штучних основах; 3 – окремі фундаменти з балками; 4 – пірамідальні палі; 5, 6 – призматичні забивні палі; 7 – конусні набивні палі; 8 – циліндричні набивні палі; 9 – мікропалі; 10 – фундаменти у витрамбованих котлованах

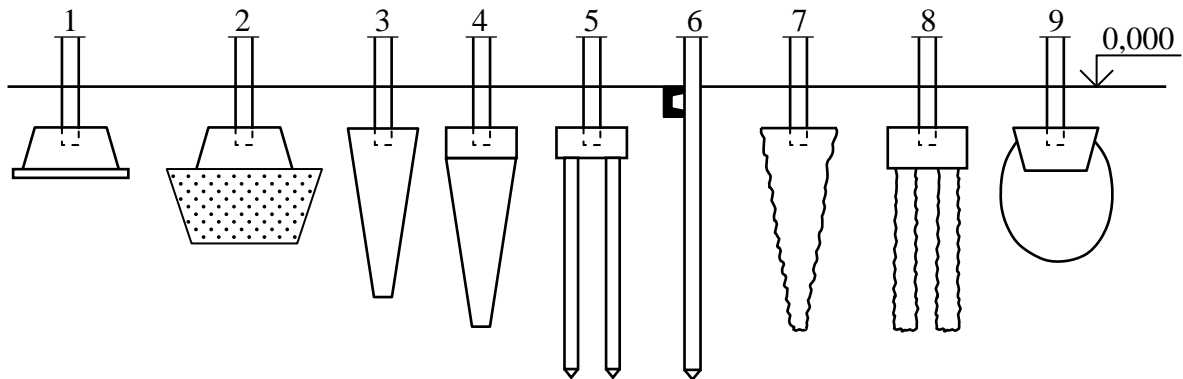


Рис. 9.2. Фундаменти під колони каркасів і естакад:

1 – стовпчастий; 2 – на штучній основі; 3, 4 – пірамідальні палі; 5 – призматичні забивні палі; 6 – паля-колона; 7, 8 – набивні палі; 9 – фундамент у витрамбованих котлованах

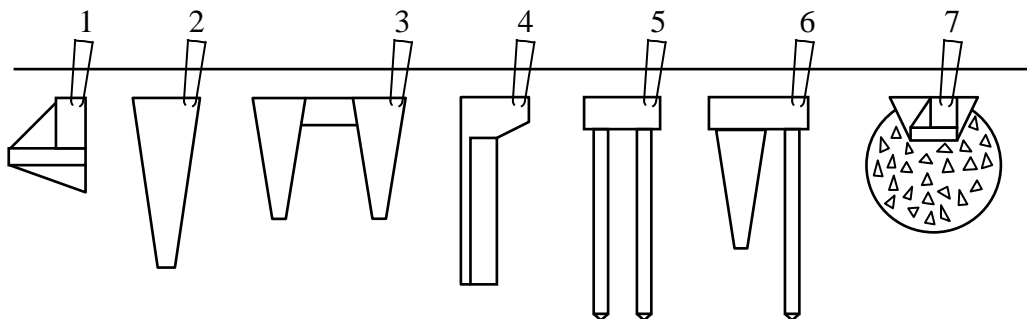


Рис. 9.3. Фундаменти під стояки несучих розпірних конструкцій:

1 – асиметричний окремий фундамент; 2, 3 – пірамідальні палі; 4 – палі таврового перетину з консоллю; 5 – куц призматичних забивних палей; 6 – куц із пірамідальних та призматичних палей; 7 – фундамент у витрамбованому котловані

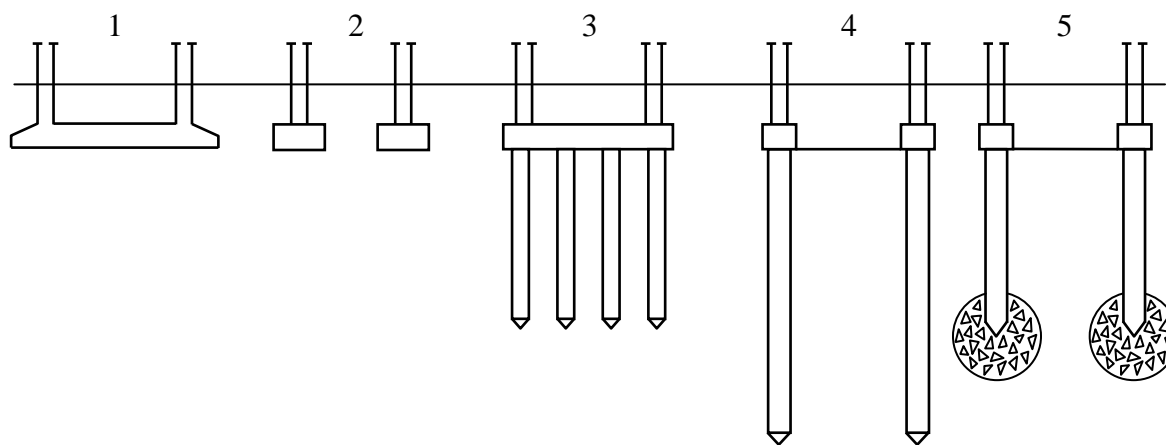


Рис. 9.4. Окремі фундаменти під споруди баштового типу:

1 – суцільна залізобетонна плита; 2, – кільцева залізобетонна плита; 3 – куц забивних паль; 4 – кільцевий пальовий фундамент; 5 – фундамент у пробитих свердловинах із розширенням у нижній частині з утрамбованого щебеню

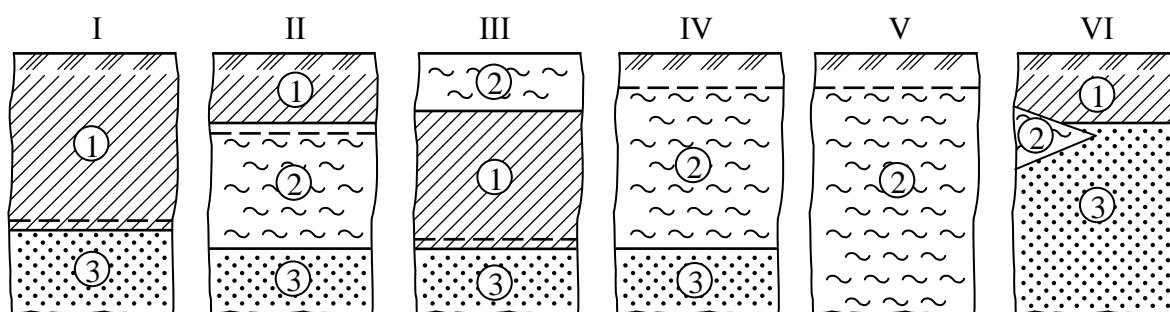


Рис. 9.5. Схеми типових напластувань ґрунтів (I–VI):

1 – придатні; 2 – слабкі; 3 – щільні

споруди; *обводнені* – ґрунтові води залягають вище від підшви фундаментів, що ускладнює будівництво підземної частини споруди і її експлуатацію; необхідні влаштування надійної гідроізоляції й захист від агресивної дії підземних вод; *покриті водою* – будівництво треба вести на намулених або відсипаних ділянках, що визначає конструктивні особливості фундаментів та способи виконання робіт.

Варіантне проектування виконують у такій послідовності: визначають усі реальні в даних конкретних умовах варіанти фундаментів, для цього можна скористатися рекомендаціями таблиці 9.1; виконують розрахунки відібраних варіантів типового перерізу фундаментів для визначення їх розмірів і матеріаломісткості; проводять техніко-економічне порівняння варіантів та відбір найбільш ефективного, економічного, надійного й т. д.

Найбільш економічний варіант фундаменту вибирають з урахуванням наведених затрат Π , які визначають разом з експлуатаційними витратами за формулою

$$\Pi = C + E_n \cdot K_1 + (I / E_n), \quad (9.1)$$

де C – собівартість фундаменту, грн.; E_n – нормативний коефіцієнт ефективності капітальних вкладень, 1/рік ($E_n=0,12$); K_1 – капітальні вкладення в основні

виробничі фонди та вкладення в оборотні кошти, грн.,

$$K_1 = K_m + K_m + K_0, \quad (9.2)$$

де K_m , K_m – капітальні вкладення в основні виробничі фонди у сфері будівництва відповідно на придбання будівельних машин та засобів транспорту, грн./рік; K_0 – капітальні вкладення в оборотні фонди, незавершене будівництво і в складання запасу основних будівельних матеріалів, грн.;

I – експлуатаційні витрати, грн.,

$$I = 1,08 \cdot C \cdot \frac{A_1 + A_2}{100}, \quad (9.3)$$

де A_1 та A_2 – відповідно відрахування на амортизацію, поточний ремонт й утримання конструкцій; установлюють згідно з таблицею 9.2 у відсотках.

Таблиця 9.1. Рекомендовані конструкції фундаментів будівель і споруд

Ґрунтові умови	Фундаменти						Палі							
	стрічкові	симетричні чи асиметричні стовпчасті	суцільна або кільцева плита	на штучній основі	у витрамбовуваних котлованах		забивні призматичні	забивні пірамідальні	забивні палі-колони	забивні таврові з консоллю	пірамідальні і призматичні	короткі буронабивні	конічні набивні	мікропалі
					звичайні	із розширенням								
<i>Фундаменти під несучі стіни</i>														
I	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	-	+	+	+
II	+	+	-	+	-	-	+	+	-	-	-	-	-	+
III	+	+	-	-	+	+	+	+	-	-	+	+	+	+
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
<i>Фундаменти під колони безрозпірних несучих конструкцій</i>														
I	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+
II	-	+	-	-	-	-	+	+	+	-	-	+	+	+
III	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	-	+	+	+
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	+	+	-	+	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	+	+	+	-	-	-	-
<i>Фундаменти під стійки розпірних несучих конструкцій</i>														
I	-	+	-	-	+	-	+	+	-	+	+	-	+	-
II	-	+	-	-	+	-	+	+	-	-	+	-	-	-
III	-	+	-	-	-	-	+	+	-	+	+	-	-	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	+	-	+	+	-	-	-
<i>Окремі фундаменти під споруди баштового типу</i>														
I	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	+
II	-	-	+	-	-	-	+	+	-	-	-	-	-	-
III	-	-	+	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	-
IV	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
V	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-
VI	-	-	-	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-

Примітка. Знаком ”+“ відмічені рекомендовані конструкції; знаком ”-“ – не рекомендовані.

Таблиця 9.2. Розміри відрахувань на амортизацію, поточний ремонт та утримання конструкцій

Конструкції	Відрахування, %	
	A ₁	A ₂
Збірні залізобетонні (крім стінових панелей)	2	0,70
Те саме, зі стіновими панелями	3	0,84
Сталеві	5	1,20

У свою чергу собівартість C визначають за формулою

$$C = (C_{o.в} + C_m)K_в + C_з + C_{y.c} + C_{б.р} + H_в + C_{зy}, \quad (9.4)$$

де $C_{o.в}$ – оптова вартість конструкцій, виробів, напівфабрикатів, яку встановлюють за відповідними прејскурантами, грн.; C_m – витрати на транспортування конструкцій, виробів, напівфабрикатів до будівельного майданчика та розвантаження, грн.; $K_в$ – коефіцієнт, що враховує витрати матеріалів, виробів, напівфабрикатів на весь об'єм фундаменту; $C_з$ – прямі затрати на зведення фундаменту, грн.; $C_{y.c}$ – вартість укрупнювального складання конструкцій, грн.; $C_{б.р}$ – вартість будівельно-монтажних робіт, грн.; $H_в$ – накладні витрати, грн.; $C_{зy}$ – додаткові витрати на виробництво робіт у зимовий час, грн.

Накладні витрати визначають за формулою

$$H_в = \alpha_{н.р} (C_{o.з} + C_{e.м}) K_n, \quad (9.5)$$

де $\alpha_{н.р}$ – норматив накладних витрат за видами робіт; $C_{o.з}$ – основна заробітна плата робітників, зайнятих на влаштуванні фундаментів, грн.; $C_{e.м}$ – витрати на експлуатацію машин, грн.; K_n – поправковий коефіцієнт.

Економічний ефект визначають як різницю між еталонним та порівнювальним варіантами.

9.2. МЕТОДИ ОЦІНЮВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ РІЗНОВИДІВ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Основними матеріалами для зведення фундаментів є бетон і залізобетон. Їх можна використовувати при влаштуванні фундаментів на місці будівництва (монолітні конструкції). Якщо ж із них на заводах ЗБВ виготовляють конструкції фундаментів або їх елементи доставляють на будівельну ділянку і там збирають, то це збірні конструкції. Досвід багаторічного використання монолітних та збірних конструкцій для влаштування фундаментів як у нашій країні, так і за її межами показує, що монолітні фундаменти за своїми техніко-економічними показниками мають перевагу над збірними. За даними НДІОснoв, причини цього такі:

- витрати на влаштування збірних залізобетонних фундаментів у заводських умовах у 2–3 рази вищі, ніж монолітних, за рахунок додаткових цехових та загальнозаводських витрат, утримання устаткування, енергетичного господарства;
- трудомісткість виготовлення збірного залізобетону, особливо на полігонах, стендовим способом вища ніж зведення монолітних фундаментів за рахунок

ряду додаткових робочих операцій: навантаження, розвантаження й обслуговування пропарювальних камер, транспортування, складування і відвантаження виробів; при цьому трудомісткість збірного залізобетону підвищується за рахунок праці робітників допоміжних служб заводу;

- витрати на транспортування збірних залізобетонних фундаментів вищі, ніж монолітного бетону, опалубки й арматури у 3–5 разів із таких причин: середня віддаленість заводів збірного залізобетону від будівельних майданчиків у три рази більша, ніж заводів товарного бетону; коефіцієнт використання транспортних засобів при перевезенні збірного залізобетону нижчий, ніж товарного бетону; для перевезення крупногабаритних збірних конструкцій необхідний транспорт, який дорого коштує;
- для монтажу збірних залізобетонних конструкцій потрібні потужніші крани, ніж для влаштування монолітних; це призводить до більших витрат на будівельну техніку;
- збірні конструкції матеріаломісткіші, ніж монолітні, з причин: підвищеної витрати цементу для збереження відпускної міцності бетону; необхідності в меншій крупності зерен заповнювача бетону; витрати арматури для влаштування монтажних пристосувань; сприймання транспортних і монтажних навантажень; збільшення витрат бетону й сталі за рахунок жорсткої уніфікації розмірів конструкцій та арматурних каркасів;
- фундаменти відрізняються масивністю й особливістю розташування в ґрунтовому середовищі так, що для виготовлення на місці потрібна менша кількість опалубки і кріплень, ніж для інших конструкцій споруди, тому заміна монолітного залізобетону збірним не дає такого ефекту, як для надземних конструкцій.

Переваги застосування збірних залізобетонних конструкцій (скорочення строків будівництва і ручної праці, поліпшення умов проведення робіт узимку) не можуть компенсувати всіх витрат на їх застосування при зведенні збірних фундаментів замість монолітних. Крім того, підвищення технічного рівня бетонних і залізобетонних робіт за рахунок упровадження нових ефективних технологій дозволяє знизити собівартість монолітних фундаментів, трудомісткість їх виготовлення, ліквідувати ручну працю.

Дальше підвищення ефективності фундаментобудування можливе шляхом упровадження в практику будівництва нових технологій їх виготовлення. Тому фундаменти, які виготовляють без виймання ґрунту, в ряді випадків виявляються ефективнішими за фундаменти, котрі влаштовують із вийманням ґрунту, завдяки значному зменшенню обсягу земляних робіт, зниженню витрат матеріалу за рахунок більш повного використання несучої здатності основи. У зв'язку з тим, що ці фундаменти мають розвиток по висоті, можна включити в роботу ґрунт основи, розташований вище від їх підошви. Це особливо ефективно, коли переважають вертикальні навантаження.

Фундаменти, які виготовляють із вийманням ґрунту, передають навантаження основі розвинутою підошвою, що працює на вигин і для виготовлення котрої потрібні бетон та арматура досить високого класу. Тому фундаменти, споруджені без виймання ґрунту, менш матеріаломісткі.

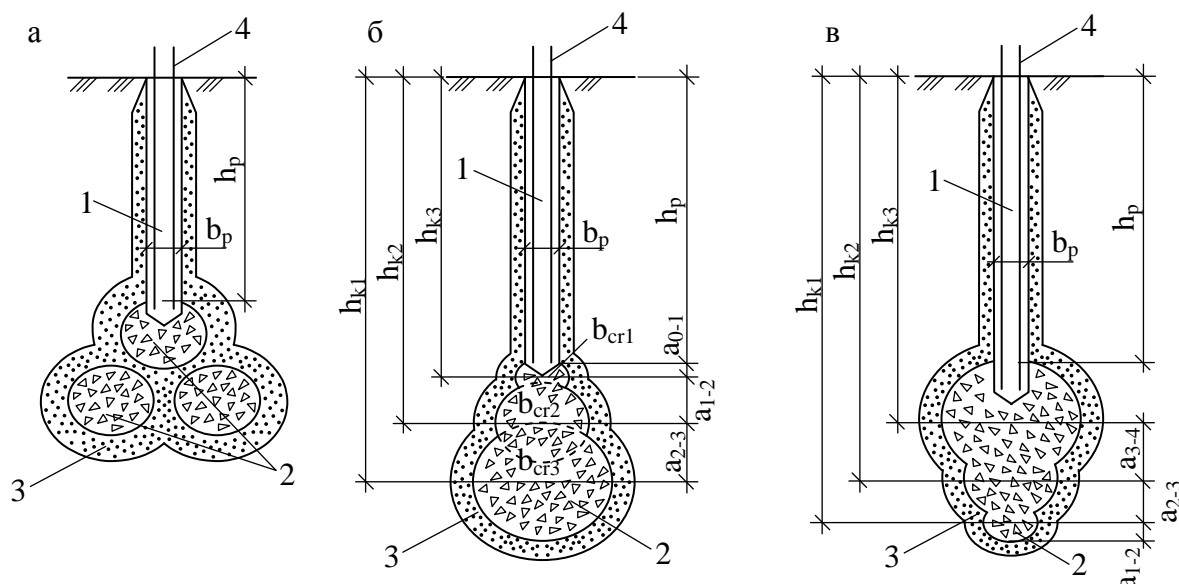


Рис. 9.6. Фундаменти в пробитих свердловинах із розвиненими розширеннями: 1 – стовбур фундаменту; 2 – розширення з жорсткого матеріалу; 3 – ущільнений ґрунт; 4 – арматура

Збірні пірамідальні палі, забивні блоки, клиноподібні й козлові фундаменти, які занурюють на порівняно невелику глибину, ефективніші, ніж забивні призматичні палі, лише у випадках, коли щільний ґрунт знаходиться на глибині більше ніж 6 м від поверхні дна котлована, а шари ґрунтів, що лежать вище, здатні ущільнюватись при короткочасних навантаженнях. Занурювання таких фундаментів у водонасичені ґрунти найчастіше неефективне, тому що при цьому не формується зона ущільненого ґрунту і значні навантаження на основи можна передати лише за рахунок розвиненої підшви фундаменту або досягнувши щільного ґрунту, який лежить нижче.

Фундаменти у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах найчастіше є ефективними за рахунок: застосування монолітного бетону; невисокої трудомісткості робіт при механізованій подачі щебеню й укладанні бетону за допомогою автобетонозмішувача; можливості регулювання несучої здатності фундаменту в одних і тих же ґрунтових умовах об'ємом утрамбованого жорсткого матеріалу в розширення. Доведена ефективність таких фундаментів при їх улаштуванні у водонасичених глинистих ґрунтах, де відсутність зони ущільнення компенсують улаштуванням розвинутого розширення. Розміри розширення можна значно збільшити, якщо влаштувати його шляхом утрамбовування щебеню за схемами, наведеними на рис. 9.6.

Так розширення фундаменту в пробитій свердловині у вигляді так званого несучого шару (рис. 9.6, а) складається з чотирьох окремих розширень, кожне з яких формують з окремої свердловини. Ці свердловини потім заповнюють глинистим ґрунтом оптимальної вологості з його пошаровим ущільненням. По центру пробивають ще одну свердловину, в нижній частині котрої утворюють ще одне розширення з жорсткого бетону чи щебеню, що спирається на раніше утворені. До речі, навантаження на такий фундамент – до 4000 кН.

Для підвищення несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах при значній товщі слабких ґрунтів, а також спрощення їх виготовлення та під-

вищення надійності роботи таких фундаментів шляхом оптимізації форми їх розширень і удосконалення дозування порцій щебеню чи жорсткого бетону відповідно до глибини свердловини, спеціалістами ПолтНТУ запропоновані конструкції й способи зведення фундаментів у пробитих свердловинах: із розширеною до низу п'ятою (рис. 9.6, б) та з п'ятою, розширеною догори (рис. 9.6, в). У першому з них розширену п'яту утворюють шляхом послідовного формування зверху донизу з наступним пробиванням трамбівкою окремих бетонних (щебених, шлакових) зон, котрі збільшуються в діаметрі з глибиною. У другій конструкції фундаменту в пробитій свердловині оптимізація його форми забезпечує включення в роботу нахиленої конічної поверхні розширеної п'яти. Цей фундамент включає в себе пробиту в ґрунті свердловину, заповнену бетоном 1, і розширення в її нижній частині з утрамбованого жорсткого матеріалу у вигляді еліпсоїдів обертання 2, котрі перетинаються між собою й розміщені один під одним. Ці зони можна умовно охопити поверхнею кругового конуса, оберненого вершиною донизу.

Однією з важливих проблем конструювання фундаментів є досягнення рівномірності, тобто того стану, щоб усі їх частини були завантажені близько до граничного стану матеріалу. При конструюванні фундаменту в пробитій свердловині цю проблему можна розв'язати, підбираючи діаметр свердловини і розміри розширення з умов їх повного завантаження.

Розглянуті вище положення звичайно не можуть повністю висвітлювати проблему вибору ефективного фундаменту. Їх треба розглядати як установчі. У кожному конкретному випадкові ці питання розглядають при оцінюванні варіантів проектних вирішень фундаментів.

9.3. ЕКОНОМІЯ ЕНЕРГОРЕСУРСІВ ПРИ ПРОЕКТУВАННІ І ВЛАШТУВАННІ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

Економія паливно-енергетичних ресурсів повинна бути передбачена на всіх основних етапах розроблення, виготовлення й монтажу фундаментів. На стадії проектування конструкцій фундаментів і розроблення технології їх виготовлення слід визначити потенціальні енергетичні витрати на виробництво сировинних матеріалів, виготовлення залізобетонних виробів та деталей, їх транспортування тощо. При будівництві фундаментів енергію витрачають на їх монтаж або влаштування. За наявними даними, витрати енергетичних ресурсів на виготовлення будівельних матеріалів становлять 80–90 % від сумарних витрат у будівництві; з них на долю бетону і залізобетону припадає 45–52 %. При цьому доля бетону й залізобетону при влаштуванні фундаментів значно вища, ніж цифри, наведені для будівель.

У бетоні найбільш енергоємним є цемент, а тому від правильного застосування цементу та раціонального його витрачання найчастіше залежать енерговитрати на виробництво залізобетонних конструкцій. Дослідження показали, що сумарні витрати енергії різко збільшуються при підвищенні класу бетону, оскільки при цьому збільшуються витрати цементу. Незалежно від класу бетону мінімальними енергетичними витратами характеризується бетон на шлако-

портландцементі. Економії цементу можна досягти, раціонально підбираючи його марки для виготовлення бетону і застосування пластифікаторів.

Енерговитрати виробництва фундаментів із збірного та монолітного бетону і залізобетону залежать від типу вибраного цементу, його витрати й рухомості суміші, способу виготовлення бетону, умов формування і режиму тепловологої обробки виробів, а також операцій, незалежних від характеристик цементу (арматурні роботи, підготовчі операції й т. ін.). Узагальнені відомості про енергоємність збірного залізобетону наведено в таблиці 9.3.

Таблиця 9.3. Питома енергоємність збірних залізобетонних виробів із бетонів різних марок, виготовлених на портландцементі за звичайною технологією і з добавкою суперпластифікатора С-3

Клас бетону	Витрати енергоресурсів на 1 м ³ бетону виробів (умовного палива), кг, виготовленого:		Витрати енергоресурсів на 1 кг арматури і закладних деталей, виробів (умовного палива), кг
	за звичайною технологією	із добавкою С-3	
В25	152,8	146	1,04
В27,5	171	153	1,04
В30	179,5	159	1,04
В40	211,5	185	1,04
В45	239,5	211	1,04

Енергетичні витрати на одиницю вимірювання конструкцій і матеріалів, застосовуваних у фундаментобудуванні, можуть бути виражені питомою енергоємністю, що враховує повну витрату всіх видів енергії на виготовлення конструкцій, використовуваних на будівельній ділянці: бетон, розчин та інші матеріали, включаючи енерговитрати на догляд за бетоном узимку. Цей показник може бути успішно використаний при оцінюванні і виборі конструктивного рішення фундаментів будівель та споруд. У таблиці 9.4 наведено питомі витрати енергоресурсів, необхідних для збірних залізобетонних конструкцій та монолітного бетону.

Таблиця 9.4. Питомі витрати енергетичних ресурсів для виготовлення 1 м³ важкого бетону збірних і монолітних конструкцій з використанням портландцементу з мінеральними добавками марки 500

Клас бетону	Витрати енергоресурсів (умовного палива), кг	
	Збірний бетон	Монолітний бетон
В7,5	132,8	89
В15	145,8	102
В25	152,8	118
В30	179,5	143
В40	211,5	175
В45	239,5	—

При проведенні бетонних робіт узимку необхідні додаткові енергомісткі операції: підігрівання замерзлих заповнювачів і води при виготовленні бетонної суміші; відігрівання виробів та стикуючих елементів; попереднє розігрівання бетонної суміші; теплова обробка бетону до набуття ним заданої міцності. При

цьому визначення енергопотреб кожного способу лише за витратами енергоресурсів на будівельній ділянці виявляється неповним. Необхідно враховувати енерговитрати на виробництво матеріалів, додатково застосовуваних під час зимового бетонування. До них належать добавки, які підвищують морозостійкість бетону, сталь для стрижневих електродів опалубки (сюди включаються і підтримуючі конструкції); теплоізоляційний матеріал для металевої опалубки і т. ін. У таблиці 9.5 наведено дані про енерговитрати на додаткові матеріали, а також сумарні витрати енергоресурсів на 1 м³ монолітного бетону.

Таблиця 9.5. Витрати на додаткові матеріали і їх вплив на енергоємність монолітного бетону при бетонуванні взимку

Спосіб зимового бетонування	Витрати енергоресурсів (умовного палива), кг, на 1 м ³ бетону		
	на будівництві	у промисловості на виробництво додаткових матеріалів	сумарні
Застосування протиморозних добавок "Термосний"	1,9	23	24,9
Попереднє розігрівання бетонної суміші	4	9	13
Електропрогрівання бетону	14,3	9	23,3
Обігрівання бетону в грючій опалубці	19,9	15,5	35,4
Індукційне нагрівання бетону	19,9	9,1	29
Інфрачервоне обігрівання бетону	23,8	9	32,9
Інфрачервоне обігрівання бетону	31,4	9	40,4

У таблиці 9.4 не враховані енергоресурси на доставку й монтаж (забивання) збірних залізобетонних виробів для влаштування фундаментів. Це виконано як приклад в таблиці 9.6.

Таблиця 9.6. Питомі витрати енергоресурсів на доставку і забивання 1 м³ залізобетонних призматичних паль

Будівельний процес	Витрати енергоресурсів на виконання процесів	
	МДж	Кілограм умовного палива
Навантаження паль краном на заводі	30,6	1
Транспортування на 15 км	131,3	4,5
Розвантаження краном на будівництві	30,6	1
Занурювання паль дизель-молотом	144,4	4,9
Р а з о м	336,9	11,4

При влаштуванні фундаментів у витрамбованих котлованах та пробитих свердловинах використовують такі матеріали і напівфабрикати: арматурну сталь, бетон, щебінь. Середнє значення енергетичних витрат на виробництво 1 м³ щебеню – 3 кг умовного палива. У таблиці 9.7 наведено приклад підрахунку питомих витрат енергоресурсів на влаштування конкретного фундаменту в пробитій свердловині.

Ураховуючи наведені дані, питомі витрати на влаштування фундаментів із паль E_p рекомендується визначати за формулою

$$E_p = E_{cc}V_{cc} + E_mV_m + E_{psc}V_{cc} + E_cV_{cf} + E_{pc}V_{cf} + E_wV_w, \quad (9.6)$$

де E_{cc} , E_c , E_m , E_{pcc} , E_{pc} , E_w – питомі витрати енергоресурсів відповідно на виготовлення збірного бетону, монолітного бетону, арматури, на проведення робіт по транспортуванню й забиванні збірного залізобетону, монолітного залізобетону, додаткові витрати при бетонуванні взимку; V_{cc} , V_{cf} , V_m , V_w – обсяги відповідно збірного бетону, монолітного бетону, арматури і закладних елементів, монолітного бетону при бетонуванні взимку.

Таблиця 9.7. Питомі витрати енергоресурсів на влаштування одного фундаменту в пробитій свердловині (1 м³ бетону + 2 м³ щебеню + 10 кг арматури)

Будівельний процес	Витрати енергоресурсів на виконання процесів	
	МДж	Кілограм умовного палива
Транспортування арматури на 15 км	1	0,03
Транспортування 2 м ³ щебеню на 15 км	210	7,1
Транспортування 1 м ³ бетону на 15 км	265,6	9,1
Пробивання свердловини	363,6	12,4
Утрамбовування щебеню	727,2	24,8
Укладання бетону з вібруванням	27,5	0,9
Р а з о м	1594,9	54,33

При влаштуванні фундаментів у пробитих свердловинах питомі витрати енергоресурсів

$$E_{mh} = E_c V_c + E_{rm} V_{rm} + E_m V_m + E_{pr} n + E_{pc} V_{cf} + E_w V_w, \quad (9.7)$$

де E_{rm} і V_{rm} – питомі витрати енергоресурсів на виготовлення щебеню та його об'єм; E_{pr} – питомі витрати енергоресурсів на влаштування одного фундаменту в пробитій свердловині; V_c – загальний об'єм монолітного бетону, що включає V_{cf} , V_w – об'єми бетону, який укладають у пробиті свердловини; n – кількість фундаментів у пробитих свердловинах.

Використовуючи формули (9.15) і (9.16), а також дані, наведені в таблицях 9.3–9.7, можна підрахувати витрати енергії на влаштування різних фундаментів без виймання ґрунту й порівняти їх енергоємність.

Література

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник / М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
3. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / С.Б. Ухов и др. – М.: АСВ, 1994. – 527 с.
4. Фундаменти будівель і споруд. Довідковий посібник / Ю.Л. Винников, В.А. Муха, А.В. Яковлев, О.В. Андрієвська, С.В. Біда. – К.: Урожай, 2002. – 423 с.

ЗМІСТ

<i>Вступ</i>	3
1. Особливості ґрунтових основ	5
1.1. Склад і фізичні властивості ґрунтів	5
1.2. Класифікація скельних і нескельних ґрунтів	8
1.3. Основні механічні характеристики нескельних ґрунтів	11
1.4. Механічні властивості особливих різновидів ґрунтів	22
2. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву основи	30
2.1. Визначення напруження в ґрунтовому масиві	30
2.2. Методи визначення осідання фундаментів	33
3. Методи розрахунку міцності ґрунтових основ	46
3.1. Міцність ґрунтів. Основні положення, поняття, уявлення і визначення	46
3.2. Розрахунок основ за несучою здатністю. Основні положення, поняття, уявлення і визначення	48
3.3. Стійкість укосів і схилів	53
3.4. Тиск ґрунтів на огорожуючі конструкції	61
4. Розрахунок і проектування фундаментів на природній основі	69
4.1. Принципи проектування основ за граничними станами	69
4.2. Вихідні дані для проектування фундаментів	73
4.3. Конструкції фундаментів на природній основі	76
4.4. Вибір глибини закладання фундаментів на природній основі	82
4.5. Розрахунок фундаментів неглибокого закладання на дію вертикального і горизонтального навантаження	84
4.6. Захист підземних конструкцій будівель і споруд від впливу вологи	89
5. Проектування пальових фундаментів	94
5.1. Різновиди збірних паль і схеми їх занурення у ґрунт	94
5.2. Різновиди фундаментів і паль, які виготовляють у попередньо влаштованих свердловинах	98
5.3. Різновиди набивних паль	103
5.4. Визначення несучої здатності паль і фундаментів	105
5.5. Проектування пальових фундаментів	110
5.6. Фундаменти глибокого закладання	119
6. Штучні основи	124
6.1. Різновиди штучних основ, які виготовляють методами поверхневого та глибинного ущільнення	124
6.2. Ґрунтові подушки	129
6.3. Штучні основи, які утворюють за допомогою фізико-хімічних процесів	131
7. Фундаменти будівель і споруд в особливих інженерно-геологічних умовах	137
7.1. Загальні відомості	137
7.2. Просадочні ґрунти	140
7.3. Набухаючі ґрунти	145
7.4. Водонасичені біогенні ґрунти та мули	147
7.5. Елювіальні ґрунти	149
7.6. Засолені ґрунти	152
7.7. Насипні ґрунти	155
7.8. Підроблювані території	157
7.9. Сейсмічно небезпечні території	162

7.10.	Закарстовані території	164
7.11.	Зсувонебезпечні території	166
7.12.	Мерзлі і пучинисті ґрунти	167
7.13.	Намивні ґрунти	169
7.14.	Підтоплені території	169
7.15.	Будівництво в умовах техногенного впливу	173
8.	Реконструкція і підсилення основ і фундаментів. Будівництво в стиснутих умовах	175
8.1.	Натурні обстеження фундаментів і основ	175
8.2.	Зміцнення і підсилення основ	176
8.3.	Підсилення і реконструкція фундаментів неглибокого закладання	177
8.4.	Підсилення пальових фундаментів	179
8.5.	Підвищення стійкості будівель і споруд, розташованих на нестійких схилах	180
8.6.	Зведення фундаментів поблизу існуючих споруд	181
9.	Економічність фундаментобудування	184
9.1.	Завдання варіантності при проектуванні основ і фундаментів	184
9.2.	Методи оцінювання ефективності різновидів основ і фундаментів	188
9.3.	Економія енергоресурсів при проектуванні і влаштуванні основ та фундаментів	191

ВІДОМОСТІ ПРО АВТОРІВ

ШВЕЦЬ ВІКТОР БОРИСОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, професор кафедри основ та фундаментів Державного вищого навчального закладу „Придніпровська державна академія будівництва та архітектури“ Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

БОЙКО ІГОР ПЕТРОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва та архітектури Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

ВИННИКОВ ЮРІЙ ЛЕОНІДОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, професор кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

ЗОЦЕНКО МИКОЛА ЛЕОНІДОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

ПЕТРАКОВ ОЛЕКСАНДР ОЛЕКСАНДРОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри основ, фундаментів та підземних споруд Донбаської національної академії будівництва і архітектури Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

ШАПОВАЛ ВОЛОДИМИР ГРИГОРОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри гідравліки Державного вищого навчального закладу „Придніпровська державна академія будівництва та архітектури“ Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

БІДА СЕРГІЙ ВАСИЛЬОВИЧ

Кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка Міністерства освіти і науки, молоді та спорту України.

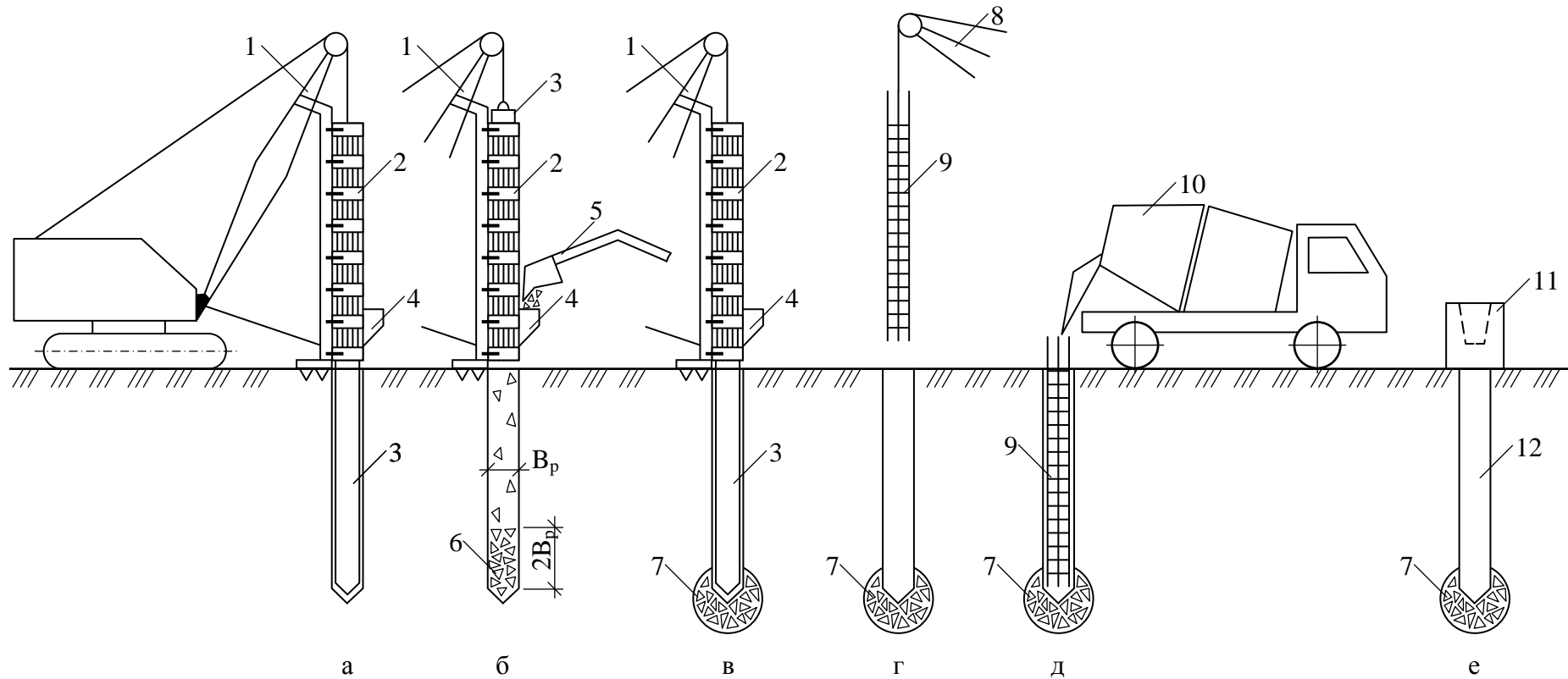


Рис. 5.8. Послідовність улаштування фундаменту в пробитій свердловині:

а – пробивання свердловини; *б* – подавання щебеню; *в* – улаштування розширення; *г* – установлення арматури; *д* – укладання бетону; *е* – готовий фундамент; 1 – базова машина; 2 – напрямна; 3 – циліндрична трамбівка; 4 – дозувальний бункер; 5 – екскаватор; 6 – порція щебеню; 7 – розширення; 8 – кран; 9 – арматурний каркас; 10 – автобетонозмішувач; 11 – ростверк; 12 – ствол

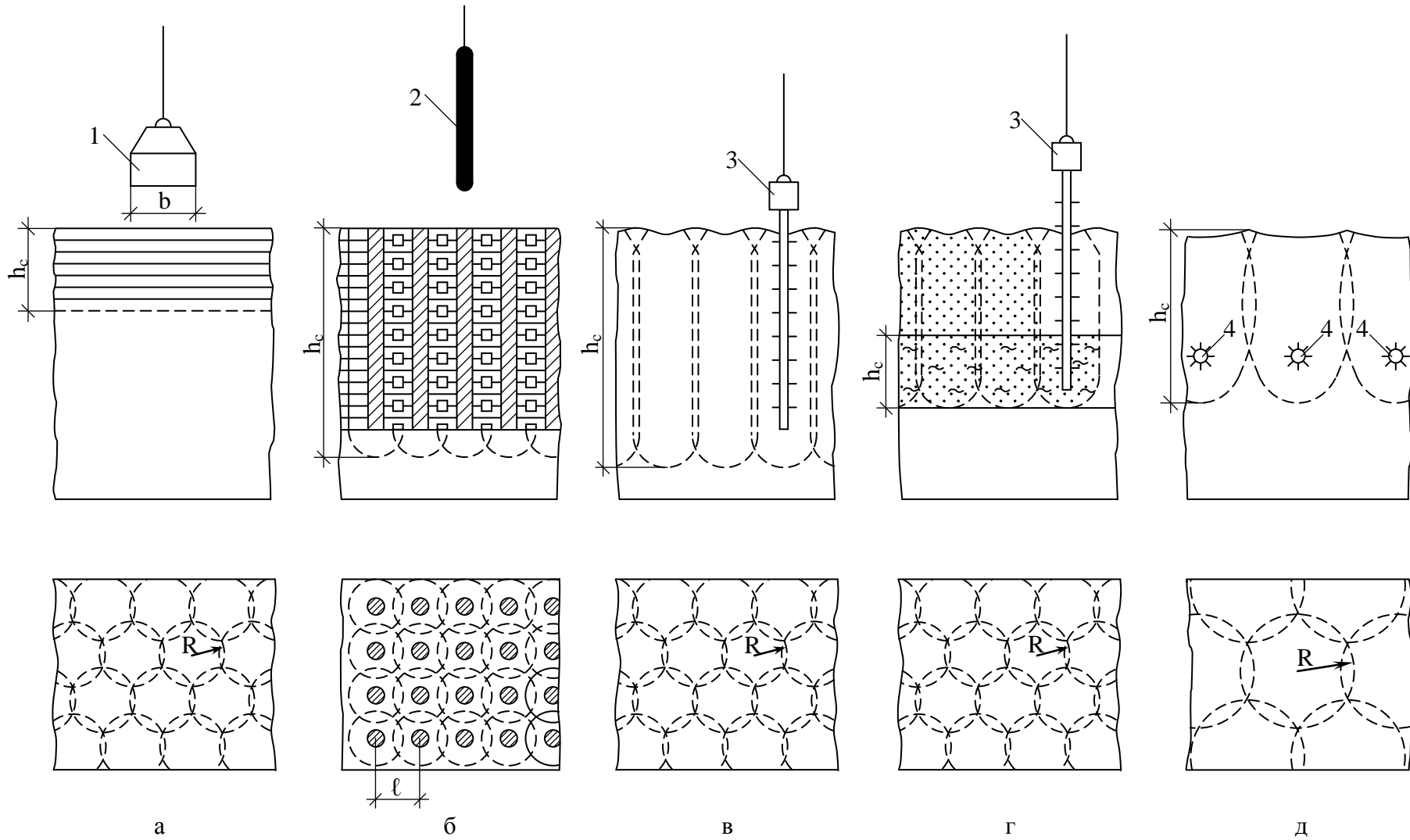


Рис. 6.1. Схеми способів ущільнення ґрунту:

a – важкими трамбівками; *б* – пробитими свердловинами; *в*, *г* – глибинним вібруванням; *д* – вибухом;

1 – важка трамбівка; 2 – трамбівка; 3 – снаряд; 4 – заряд вибухової речовини