

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Навчальний посібник
для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія

Редакційно-видавничий відділ
Луцького національного технічного університету

Луцьк 2017

УДК 624.75(075,8)

П-18

Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук – Луцьк: ЛНТУ, 2017.– 296с.

© І.О.Парфентьєва, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук 2017

ПЕРЕДМОВА

Кожна будівля чи споруда зводиться і експлуатується у певних природних умовах і безпосередньо пов'язана своїм фундаментом з верхнім шаром літосфери Землі. Гірські породи сприймають навантаження від будівель і споруд, при цьому їх називають ґрунтами. Від їх міцності і деформативності залежить забезпечення нормальних умов експлуатації житлових та цивільних будинків, промислових будівель, лінійних споруд тощо. На територіях де розташоване будівництво діють геологічні процеси, які в свою чергу можуть порушити нормальні умови експлуатації об'єктів і навіть зруйнувати їх. Будівництво і подальша експлуатація будівель і споруд впливають на геологічні процеси, підсилюють їх, викликають до дії нові, так звані, техногенні процеси. Тобто, не тільки від конструктивних особливостей будівель і споруд залежать їх експлуатаційні якості. Велика доля у цьому плані належить забезпеченню надійної основи кожної будівлі і споруди.

Курс “Основи та фундаменти» є одним з основних будівельних курсів, метою якого є вивчення питань проектування, влаштування фундаментів та їх основ для різних споруд, які влаштовують в різних гідрогеологічних та геологічних умовах. Проектування основ та фундаментів полягає у виборі основи, типу, конструкції і основних розмірів фундаментів і в спільному розрахунку основ та фундаментів як однієї з складових частин споруди.

На сьогодні вже досить багато видано підручників та посібників з даного курсу, які в широкому і об'ємному масштабі розкривають питання проектування та влаштування фундаментів.

У той же час є ряд причин, що обумовлюють актуальність створення нових посібників з курсу основ і фундаментів. Основні з них такі:

1. Поглиблення знань про властивості ґрунтів різного походження, склад і стан.
2. Розширення знань про зміни властивостей ґрунтів під дією зовнішніх факторів.
3. Облік сучасних теоретичних розробок в області механіки ґрунтів.
4. Облік сучасної практики фундаментобудівництва.
5. Уніфікація термінології, для роботи з зарубіжної навчальної та нормативно-методичною літературою.

Практика показує, що більшість аварійних деформацій в конструкціях будівель і споруд пов'язані з недообліком властивостей основ і, як наслідок, помилковими рішеннями по конструкціях фундаментів. І потрібно визнати, що

оптимізація цих рішень є складністю ним завданням, так як часто доводиться освоювати території, де розповсюджені неоднорідні ґрунти зі специфічними властивостями. Навіть в тому випадку, коли ми приймаємо рішення про прорізці фундаментами або заміні «слабких» ґрунтів, це повинно виконуватися також обґрунтовано, як і рішення про використання того чи іншого ґрунту в якості основи для фундаментів.

Автори висловлюють впевненість в тому, що даний навчальний посібник озброює фахівця необхідними теоретичними знаннями, а приведені в тексті схеми випробувань і розрахунків забезпечать успішну практичну діяльність в області застосування надійних основ та фундаментів.

Навчальний посібник «Основи та фундаменти» призначений для студентів, які навчаються за спеціальністю «Будівництво та цивільна інженерія». Посібник складається з двох частин.

Перша частина «Основи ґрунтознавства та механіки ґрунтів» містить шість розділів і пов'язана з основними питаннями які вивчають характеристику ґрунтів та їх властивості, а також зміни ґрунту під дією різних видів навантаження.

Друга частина посібника «Основи та фундаменти» складається з восьми розділів і вивчає основні питання пов'язанні з проектуванням, конструювання та особливостями влаштування різних видів фундаментів та укріплення їх основ.

В кінці навчального посібника приведений глосарій з визначенням основних термінів, а також подана основна, довідникова та нормативна література.

Посібник придатний як для аудиторного, так і самостійного вивчення матеріалу студентами.

З М І С Т

ОСНОВИ ҐРУНТОЗНАВСТВА ТА МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

1. Ґірські породи як ґрунти.....	8
1.1. Склад і будова ґрунтів.....	8
1.2. Текстура, структура й структурні зв'язки в ґрунтах.....	16
1.3. Фізичні характеристики ґрунтів.....	18
1.4. Нормативні і розрахункові значення характеристик ґрунтів.....	22
2. Класифікація ґрунтів у будівництві.....	24
2.1. Клас природних скельних ґрунтів.....	25
2.2. Клас природних дисперсних ґрунтів.....	27
2.3. Просадні, набухаючі, органо-мінеральні та органічні ґрунти.....	32
2.4. Засолені, елювіальні, техногенні ґрунти.....	38
2.5. Технічна меліорація ґрунтів.....	43
3. Фізико-механічні властивості ґрунтів.....	46
3.1. Стисливість ґрунтів при статичних та динамічних навантаженнях.....	46
3.2. Міцність ґрунтів при статичних та динамічних навантаженнях.....	53
3.3. Реологічні властивості ґрунтів.....	58
3.4. Капілярність ґрунту.....	60
3.5. Водопроникність ґрунту. Коефіцієнт фільтрації.....	61
3.6. Суфозія та кольматація.....	66
3.7. Теплові властивості ґрунтів.....	67
4. Розрахункові моделі ґрунтів основи.....	68
4.1. Інженерно-геологічна та розрахунково-геологічна просторова дискретизація ґрунтового масиву.....	68
4.2. Модель лінійно-деформованого тіла.....	70
4.3. Модель жорстко-пластичного тіла.....	71
4.4. Модель пружно-пластичного тіла.....	71
4.5. Модель в'язко-пружно-пластичного тіла.....	72
5. Визначення напружень в ґрунтовому масиві.....	73
5.1. Фази напруженого стану ґрунтів.....	75
5.2. Напруження в ґрунті від дії зосередженого навантаження.....	78
5.3. Напруження в ґрунті від дії рівномірно-розподіленого вертикального навантаження.....	79
5.4. Напруження в ґрунті від дії вертикально навантаження.....	81
5.5. вплив розмірів площі навантаження, неоднорідності та анізотропії ґрунтового масиву.....	84
5.6. Напруження від власної ваги ґрунту.....	88
6. Осідання ґрунтового масиву.....	90
6.1. Визначення осадки методом загальних деформацій.....	91
6.2. Визначення осадки методом пошарового підсумовування.....	91
6.3. Визначення осадки методом еквівалентного шару ґрунту.....	96
6.4. Визначення осадки методом шару обмеженої товщі.....	97

6.5. Осідання основ фундаментів на просідних ґрунтах.....	
6.6. Осідання ґрунтового масиву при динамічних навантаженнях.....	99
6.7. Нахил фундаментів та споруд.....	101
6.8. Прогнозування осідання ґрунтового масиву в часі.....	103
	106

ЧАСТИНА ДРУГА.

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

7. Загальні положення проектування основ та фундаментів.....	
7.1. Класифікація основ та фундаментів будівель і споруд.....	111
7.2. Основні принципи проектування основ та фундаментів.....	111
7.3. Основні типи споруд за формою їх деформацій.....	117
7.4. Деформація основ.....	117
7.5. Розрахунок основ за граничними станами.....	121
7.7. Навантаження та впливи на фундаменти.....	123
Сполучення навантажень.....	
7.8. Глибина закладання фундаментів.....	126
8. Конструювання фундаментів мілкового закладання.....	129
8.1. Класифікація фундаментів мілкового закладання та область їх застосування.....	137
8.2. Стрічкові фундаменти. Конструктивні рішення.....	137
8.3. Окремі фундаменти.....	143
8.4. Захист фундаментів і заглиблених приміщень від підземних вод і вогкості.....	150
9. Проектування фундаментів мілкового закладання.....	153
9.1. Послідовність проектування фундаментів мілкового закладання.....	161
9.2. Визначення розрахункового опору ґрунту.....	161
9.3. Визначення основних розмірів фундаментів.....	161
9.4. Перевірка розрахункового опору слабопідстеляючого шару ґрунту.....	165
9.5. Розрахунок фундаментів на ґрунтових (піщаних) подушках.....	171
10. Пальові фундаменти.....	173
10.1. Загальні положення	175
10.2. Види пальових фундаментів та область їх застосування	175
10.3. Класифікація та конструкції паль.....	177
10.4. Основні положення проектування палевого фундаменту.....	179
10.5. Призначення основних параметрів палевого фундаменту.....	192
10.6. Визначення несучої здатності паль.....	194
10.7. Проектування палевих фундаментів.....	197
10.8. Осідання палевого фундаменту.....	214
11. Інженерні методи перетворення будівельних властивостей основ.....	219
11.1. Класифікація методів штучного покращення основ.....	222
11.2. Конструктивні методи перетворення.....	222
11.3. Механічні методи покращення основ.....	224
11.4. Фізико-хімічні методи покращення основ.....	227
	237

12. Фундаменти глибокого закладання.....	
12.1. Опускні колодязі.	241
12.2. Кесони.....	242
12.3. Тонкостінні оболонки і бурові опори.....	247
12.4. Фундаменти, що виготовляють методом “стіна в ґрунті”.....	249
13. Фундаменти в складних та особливих	251
інженерно-геологічних умовах.....	
13.1. Загальні положення.....	257
13.2. Фундаменти в районах вічномерзлих ґрунтів.....	257
13.3. Фундаменти на лесових просідних ґрунтах.....	258
13.4. Будівництво на насипних та наливних ґрунтах.....	262
13.5. Фундаменти на набухаючих ґрунтах.....	268
13.6. Фундаменти на слабких та заторфованих ґрунтах.....	270
13.7. Фундаменти на засолених ґрунтах.....	271
13.8. Будівництво на територіях з підземними порожнинами.....	272
13.9. Будівництво в сейсмічних регіонах.....	274
14. Рекомендації щодо проектування котлованів	276
14.1. Загальні положення	277
14.2. Забезпечення стійкості стінок котлованів.....	277
14.3. Захист котлованів від підтоплення.....	279
	282
Глосарій	286
Рекомендована література.....	293

Частина перша

ОСНОВИ ҐРУНТОЗНАВСТВА ТА МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ

Під ґрунтами варто розуміти будь-які гірські породи, ґрунти й техногенні утворення, які залягають у верхній частині земної кори, являють собою багатокомпонентну динамічну систему й використовуються як основи будівель та інженерних споруд, матеріал для споруд (насипів, дамб та ін.) або середовище для розміщення підземних споруд (тунелів, трубопроводів та ін.).

Вивчення ґрунтів як об'єктів інженерно-будівельної діяльності людини й становить предмет ґрунтознавства. Найважливіше значення при цьому має вивчення складу й властивостей ґрунтів, тому що саме дані про них у першу чергу необхідні для розрахунків, пов'язаних із проектуванням будь-яких споруд і розробкою систем інженерного захисту території й будівельних об'єктів.

Поділ ґрунтів (гірських порід) на три основних генетичних типи: магматичні, осадові й метаморфічні, є першим кроком до створення їхньої класифікації на генетичній основі. Більш детальний поділ ґрунтів, необхідний як з інженерно-геологічних, так і з будівельних позицій, здійснено у вигляді класифікації ґрунтів за ДСТУ Б В.2.1-2-96, зміст якої буде розглянуто нижче.

Найбільш повні й достовірні дані при вивченні ґрунтів можуть бути отримані лише при поєднанні лабораторних і польових методів дослідження. У лабораторіях на окремих зразках можна вивчати «мікросвіт» ґрунтів, тобто взаємозв'язок між його окремими мікрокомпонентами, у польових умовах – властивості вже самих масивів ґрунту.

За сучасними уявленнями, основним завданням ґрунтознавства є вивчення гірських порід, ґрунтів і техногенних утворень як ґрунтів від мікрорівня до масиву з метою раціонального освоєння геологічного середовища й вирішення різноманітних інженерно-будівельних завдань.

1. ГІРСЬКІ ПОРОДИ ЯК ҐРУНТИ

1.1. Склад і будова ґрунтів

Ґрунт як багатокомпонентна динамічна система.

У загальноприйнятому визначенні поняття „ґрунт” закладено розуміння його як багатокомпонентної динамічної системи. Відповідно до цього визначення в ґрунтах можна виділити чотири компоненти (фази):

тверду – мінеральна частина ґрунту, тверда органічна речовина;

рідку – вода, що заповнює проміжки між твердими мінеральними частками;

газову – гази в порожнечах ґрунту;

біотичну (живу) — мікроорганізми й інші живі організми.

Сумарний об'єм багатокomпонентної системи ґрунту (V_{tot}) складається з об'ємів: твердої мінеральної частини (V_{sk}), рідкої компоненти (V_w), газової фази (V_a) і біотичної (живої) складової (V_b):

$$V_{tot} = V_{sk} + V_w + V_a + V_b$$

Залежно від співвідношення у ґрунтах різних компонентів розрізняють чотирьох-, трьох-, двох- і однокомпонентні системи (рис.1.1).

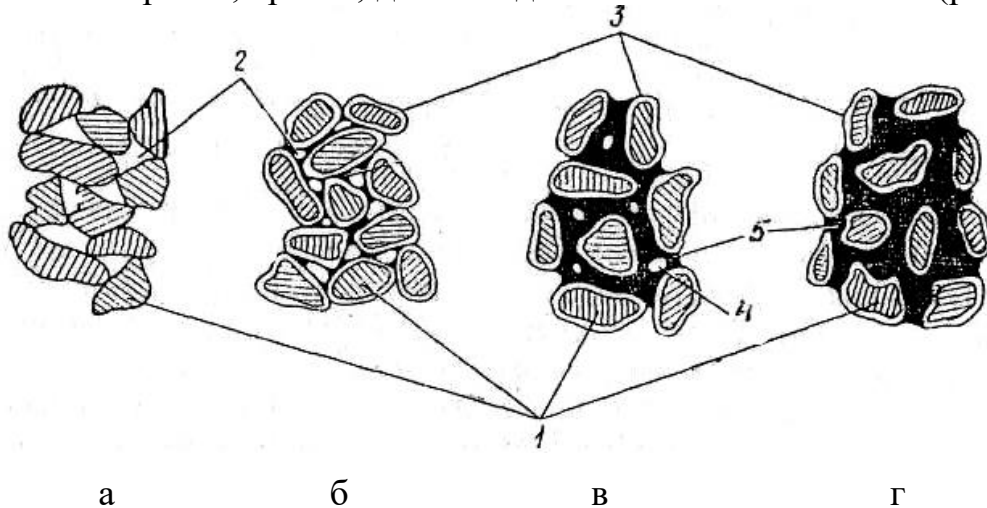


Рис. 1.1. Схема складових частин ґрунту:

- а – абсолютно суха порода (однокомпонентна система);
- б і в – трикомпонентні системи; г – двохкомпонентна система;
- 1 – зерна породи (кістяк); 2 – повітря; 3 – плівка зв'язаної води;
- 4 – затиснені пухирці повітря; 5 – вода

Ґрунт, наприклад, являє собою чотирьохкомпонентну систему (мінеральні частки + вода + гази + гумус), глинистий ґрунт – трьохкомпонентну (мінеральні частки + вода + гази), повністю водонасичений ґрунт – двохкомпонентну (мінеральні частки + вода). У природних умовах однокомпонентні системи практично відсутні, тому що навіть у таких ґрунтах, як граніт, піщаник і ін., завдяки наявності мікропор і тріщин, може втримуватися повітря або вода.

Співвідношення твердої, рідкої, газової й біотичної компонент має найважливіше значення, тому що багато в чому визначає склад, стан і властивості ґрунтів. Варто враховувати, що на ці параметри впливає не тільки відносний вміст окремих компонентів ґрунту, але й характер взаємодії між ними. Він може мати як хімічну природу (окислювання, розчинення й ін.), так і фізико-хімічну (іонний обмін, утворення подвійного електричного шару й ін.).

Важливо підкреслити також, що ґрунт не тільки багатокomпонентна система зі складною взаємодією між окремими його складовими елементами, але й досить динамічна система. Під впливом природних і техногенних факторів його склад, будова й властивості можуть істотно змінюватися в

часі. Це найважливіше положення необхідно враховувати при оцінці поведінки ґрунтів як при будівництві, так і в період експлуатації об'єктів.

Тверда компонента ґрунту. Мінеральний, хімічний і гранулометричний склад. Для характеристики твердої компоненти ґрунту визначають його мінеральний, хімічний і гранулометричний склад.

Мінеральний (або мінералогічний) склад ґрунтів. Тверда компонента ґрунтів складається з первинних і вторинних мінералів (часток). Первинні, або породотворчі, мінерали (кварц, слюди, польові шпати й ін.) утворюють кістяк ґрунту. Вторинні (глинисті мінерали, оксиди й гідроксиди заліза й алюмінію й ін.) мінерали, що утворилися в результаті різних фізико-хімічних процесів, виконують роль цементуючої речовини. Вони впливають на інженерно-геологічні властивості глинистих ґрунтів. Особливо це відноситься до глинистих мінералів (гідрослюда, каолінит, монтморилоніт та ін.), які відрізняються винятково високою дисперсністю (розмір часток менше 1 мкм) і гідрофільністю (особливо мінерали типу монтморилоніту).

До групи вторинних мінералів відносяться й прості мінерали – солі, розчинні у воді. Серед них виділяють: легкорозчинні – галіт, мірабіліт та ін.; середньорозчинні – гіпс, ангідрит і важкорозчинні – кальцит, доломіт, та ін.

Для інженерно-геологічних цілей важливою є також класифікація мінералів по їхній стійкості до руйнівних процесів вивітрювання. До досить стійких відносять кварц, циркон, магнетит та ін.; до середностійких – польові шпати, слюди, хлорит, піроксени та ін.; до слабостійких – гіпс, галіт, ангідрит, лімоніт та інші мінерали.

У деяких ґрунтах, переважно глинистих, можуть утримуватися органічна речовина й органомінеральні комплекси.

Тверда компонента ґрунту може бути представлена й льодом у вигляді дрібних кристалів, рівномірно розподілених у ґрунті, або більш-менш великих лінз (прошарків) (багаторічномерзлі ґрунти).

Хімічний склад ґрунтів може бути визначений за допомогою валового (загального) хімічного аналізу, що показує вміст у ґрунті різних оксидів: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MgO , Na_2O , K_2O і ін. В інженерно-геологічних цілях цей вид аналізу застосовується порівняно рідко (діагностика складу глинистих мінералів і ін.). Значно частіше для характеристики хімічного складу засолених ґрунтів використовують водні витяжки (для легкорозчинних солей) і солянокислі (для середньо- та важкорозчинних солей). Ці аналізи важливі, тому що присутність у ґрунті, наприклад, легкорозчинних солей значно впливає на їхні властивості.

Гранулометричний (зерновий, механічний) склад показує вміст у ґрунті твердих часток того або іншого розміру, виражений у відсотках до маси абсолютно-сухого ґрунту.

Гранулометричний склад визначають тільки для великоуламкових, піщаних і глинистих ґрунтів. Крім класифікаційної характеристики дані про гранулометричний склад використовують для оцінки придатності ґрунтів як матеріалу для відсіпання насипів, земляних дамб, складання оптимальних дорожніх сумішей ґрунту та ін.

В поняття „гранулометричний склад” входить визначення кількісного вмісту в ґрунті тільки первинних часток (не зчеплених у мікроагрегати). Тому в процесі підготовки ґрунту до аналізу природні мікроагрегати руйнують і розділяють їх на первинні частки. Таким чином, гранулометричний склад характеризує не природну, а граничну дисперсність (ступінь роздробленості), що постійна для даного ґрунту й може служити класифікаційним показником.

Для більш повного уявлення про дисперсність ґрунту й характер структурних зв'язків визначають і його мікроагрегатний склад, що показує кількісний вміст у природному ґрунті твердих водостійких мікроагрегатів.

Визначення гранулометричного (зернового) складу проводять шляхом поділу ґрунту на *фракції*, тобто на групи часток із близькими по величині розмірами, і встановленням їхнього процентного вмісту (табл. 1.1).

Таблиця 1.1

Основні гранулометричні фракції

Стандарт	Фракції, мм			
	Великоуламкова	Піщана	Пилувата	Глиниста
ДСТ 25100-95	Більше 2	2 – 0,05	0,05 – 0,005	Менше 0,005

Гранулометричний аналіз піщаних ґрунтів виконують шляхом послідовного їхнього розсіювання на ситах з отворами діаметром 10; 5; 2; 1; 0,5; 0,25 і 0,10 мм. Основним методом гранулометричного аналізу глинистих ґрунтів, що використовується в інженерно-будівельній практиці, є аерометричний. Метод заснований на визначенні щільності глинистої суспензії через певні проміжки часу за допомогою скляної трубки – ареометра. Розрахунок діаметра часток і процентного вмісту фракцій здійснюється по спеціальній номограмі з урахуванням показників ареометра, температури суспензії та ін.

Найпоширенішою й загальноприйнятою класифікацією піщано-глинистих ґрунтів є видозмінена тричленна класифікація В. В. Охотина (табл.1.2).

З табл. 1.2 видно, що піщано-глинисті ґрунти по вмісту часток < 0,005 мм (в %) діляться на чотири основних види: глина > 30; суглинок 30 – 10; супісок 10 – 3 і пісок < 3.

Рідка компонента ґрунту. Види води в ґрунтах.

Рідка компонента (вода й водяні розчини) – найбільш мінливий і динамічний компонент ґрунту. Перебуваючи в постійній взаємодії з іншими компонентами ґрунту – твердою, газовою та біотичною (живою) – вона має досить значний вплив на формування й перетворення стану й властивостей ґрунтів, особливо найпоширеніших ґрунтів – глинистих.

Таблиця 1.2

Класифікація піщано-глинистих ґрунтів за гранулометричним складом

Найменування ґрунту	Вміст фракцій, %		
	глинистих ($< 0,005$ мм)	пиловатих ($0,005 - 0,05$ мм)	піщаних ($0,05 - 2$ мм)
Глина	Більше 30	Менше, ніж піщаних	Більше, ніж пиловатих
Глина пиловата	Більше 30	Більше, ніж піщаних	Менше, ніж пиловатих
Суглинок: важкий	30...20	Менше, ніж піщаних	Більше, ніж пиловатих
важкий пиловатий	30...20	Більше, ніж піщаних	Менше, ніж пиловатих
середній	20...15	Менше, ніж піщаних	Більше, ніж пиловатих
середній пиловатий	20...15	Більше, ніж піщаних	Менше, ніж пиловатих
легкий	15...10	Менше, ніж піщаних	Більше, ніж пиловатих
легкий пиловатий	15...10	Більше, ніж піщаних	Менше, ніж пиловатих
Супісок	10...3	Менше, ніж піщаних	Більше, ніж пиловатих
Супісок пиловата	10...3	Більше, ніж піщаних	Менше, ніж пиловатих
Пісок	Менше 3	Переважає піщаних часток над пиловатими	

Види води в ґрунтах.

Уперше класифікація видів води в ґрунтах була запропонована А. Ф. Лебедєвим в 1936 р. Надалі вона неодноразово піддавалася змінам і доповненням. В узагальненому виді вона може бути представлена у вигляді класифікації, запропонованої Е. М. Сергєєвим (1982):

- I. Вода у формі пари.
- II. Зв'язана вода:
 - міцнозв'язна (гігроскопічна) вода;
 - слабозв'язна вода;
 - капілярна вода.
- III. Вільна (гравітаційна) вода.
- IV. Вода у твердому стані.
- V. Кристалізаційна вода й хімічно зв'язана вода (рис1.2).

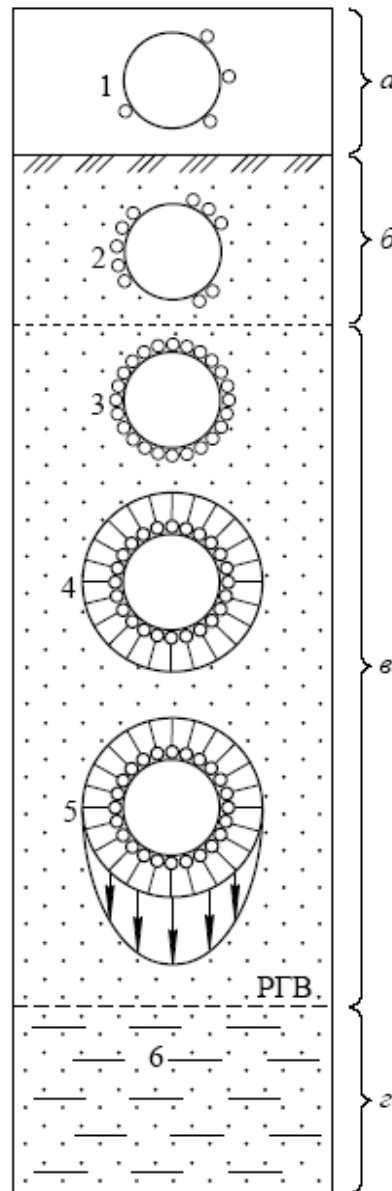


Рис. 1.2. Види води в гірських породах:

- а – атмосфера; б – повітряно-суха порода; в – волога порода;
 г – порода, насичена водою; 1, 2 – частинки з неповною гігроскопічністю;
 3 – частинки з повною гігроскопічністю; 4, 5 – частинки з плівковою водою;
 6 – гравітаційна вода

Вода у формі пари втримується в ґрунті в невеликих кількостях (не більше 0,001 % від всієї маси ґрунту). Пересувається в порах ґрунтів від ділянок з більшою вологістю й температурою до ділянок з їхніми меншими значеннями. Водяна пара конденсується при зниженні температури й може служити додатковим джерелом живлення підземних вод.

Зв'язана вода по своїй будові й властивостям різко відрізняється від вільної (гравітаційної води). Вона не підкоряється дії сил тяжіння й утримується на поверхні мінералів силами молекулярних зв'язків, значно перевищуючу силу тяжіння.

Однією з різновидів зв'язаної води є *міцнозв'язна вода*, що утворюється за рахунок притягання молекул води до адсорбційних центрів поверхні мінеральних часток. Цю воду називають ще гігроскопічною і адсорбційною, і втримується вона в мікропорах і тріщинах розміром менше 0,001 мкм. Міцнозв'язна вода має велику в'язкість і пружність, замерзає при температурі нижче -4°C , видаляється із ґрунту при $t > 100^{\circ}\text{C}$. Впливає на міцнісні, деформаційні та інші характеристики ґрунтів. Найбільший вміст міцнозв'язної води втримується у високодисперсних глинах монтморилонітового складу.

Слабозв'язана (плівкова) вода є водою перехідного типу (від зв'язаної до вільної). Не підкоряється закону тяжіння, має щільність більше 1 г/см^3 , замерзає при $t < 0^{\circ}\text{C}$ і має інші ознаки зв'язаної води, однак за певних умов за рахунок менш міцного зв'язку з поверхнею мінеральних часток може переходити у вільну воду. Залежно від величини вологості, температури, концентрації солей та інших факторів пересувається від часток з більшою товщиною плівки до часток з меншою її товщиною. Слабозв'язана вода багато в чому визначає такі важливі властивості глинистих ґрунтів, як пластичність, набухання, консистенція та ін.

Іншим розповсюдженим видом води перехідного типу є *капілярна вода*, що втримується в дрібних порах і тріщинах силами поверхневого натягу (менісковими силами). Залежно від того, чи з'єднується капілярна вода з рівнем ґрунтових чи вод ні, розрізняють капілярно-підняту та капілярно-підвішену воду.

Перша залягає безпосередньо вище рівня ґрунтових вод, утворюючи капілярну зону, потужність якої залежить від радіусу капілярів і коливається від 0 (гравій, галька) до 3-4 м у суглинках і 6-8 м у піщаних глинах. Друга – утворюється в тонко- і дрібнозернистих пісках при просочуванні атмосферних опадів з поверхні землі в зону аерації.

Капілярна вода викликає появу вогкості в підвальних приміщеннях, знижує міцнісні характеристики ґрунтів і нерідко викликає засолення ґрунтів у посушливих районах. При розробці заходів щодо боротьби з капілярним вологонакопиченням необхідно мати у своєму розпорядженні дані про максимально можливу висоту й швидкість підняття капілярної води, які багато в чому визначаються гранулометричним складом ґрунтів.

Вільна (гравітаційна) вода – це підземна вода, що володіє усіма властивостями звичайної рідкої води. Вона не пов'язана з поверхнею мінеральних часток і не втримується менісковими силами, а пересувається по порах і тріщинах під дією сили тяжіння. Після зустрічі на своєму шляху водотривкого шару подальший рух вільної води відбувається під впливом напору (вода ґрунтового потоку).

Вільна (гравітаційна) вода широко використовується для цілей питного водопостачання. У той же час вона істотно ускладнює умови будівництва й експлуатацію різних споруд, зокрема викликає підтоплення територій і активізує інші небезпечні геологічні процеси.

Вода у твердому стані (лід) може втримуватися в ґрунтах у вигляді кристаликів, жил, прошарків, лінз. Лід скріплює мінеральні частки ґрунту й підвищує його міцність. При відтаванні властивості мерзлих ґрунтів різко змінюються й ґрунти втрачають свою міцність.

Кристалізаційна вода й хімічно зв'язана (конституційна) вода входять до складу кристалічних решіток різних мінералів. Наприклад, гіпс – $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ містить кристалізаційну воду, а лімоніт $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$ – хімічно зв'язану воду, для видалення якої необхідно нагріти зразок до 200°C .

Газова компонента ґрунтів.

Значна частка пор і тріщин у ґрунтах може бути зайнята газами – киснем, азотом, вуглекислотою та ін. Найбільший вміст газової компоненти відзначається у верхній частині зони аерації. У нижній її частині, тобто в капілярній зоні, газів стає менше, а у водонасиченій зоні вони практично відсутні.

Гази, що перебувають у ґрунтах, відрізняються від атмосферного повітря, у них значно більше вуглекислоти (C_2), а кисню (O_2) і азоту (N_2) менше через поглинання їх ґрунтом.

Значну роль у різних процесах, що протікають у ґрунтах, відіграє водяна пара, що має звичайно атмосферне походження.

Вона легко переміщується у ґрунті від ділянок з більшою пружністю до ділянок з меншою пружністю, утворюючи інші види води шляхом конденсації.

Крім газів атмосферного походження у ґрунтах можуть бути також гази геологічні (вулканічні, радіогенні – радон, гелій та ін.), біогенні (метан, сірководень та ін.), техногенні (сірковуглець, вуглеводні та ін.).

Гази у ґрунтах можуть перебувати в наступних станах: а) *вільному*, легко пересуваючись у порах і тріщинах; б) *адсорбованому*, міцно втримуючись на поверхні мінеральних часток; в) *затисненому* (у порах і мікротріщинах), будучи оточеними, з усіх боків водою, і г) *розчиненому* в поровій воді стані.

Загальна кількість вільних і адсорбованих газів, що втримуються в одиниці маси або об'єму ґрунту в природних умовах, називається газонасністю.

Найбільший вплив газова компонента має на властивості й стан піщаних і глинистих ґрунтів. Наприклад, біогенні гази, що втримуються в молодих озерно-болотних і мулистих ґрунтах мілководдя, підтримують ці відклади в неуцільненому, рухливому стані, створюючи значні труднощі при їхньому будівельному освоєнні. До того ж виділення із цих відкладів метану, сірководню й інших токсичних біогенних газів становить значну небезпеку при проходці гірських виробок. Не менш небезпечні виділення біогенних газів, особливо метану, з техногенних ґрунтів.

У будівельній практиці відомі випадки деформацій земляних насипів і укосів через прорив значних об'ємів затисненого газу при капілярному

усмоктуванні в них води. Деякі гази, особливо сірководень (H_2S), можуть підвищувати корозійну активність ґрунтів стосовно металевих конструкцій. Значна роль газової компоненти й у розвитку таких фізико-хімічних процесів, як окислювання, розчинення та ін., що сприяють хімічному вивітрюванню ґрунтів.

Біотична (жива) компонента ґрунту.

Біотична (жива) компонента ґрунту представлена мікроорганізмами й у меншій мірі макроорганізмами. Найбільшу роль вони грають у ґрунті й підґрунтовій товщі, а також у біогенних ґрунтах – торф, сапропелі та ін.

Макроорганізми представлені вищими зеленими рослинами, грибами, що розкладають складні органічні сполуки, а також молюсками, членистоногими, ріючими тваринами (кротами, гризунами й ін.), дощовими хробаками та ін. Всі вони здійснюють або механічний вплив на будову й властивості верхньої частини ґрунтової товщі, або хімічний – за рахунок виділення вуглекислоти й інших хімічно активних з'єднань.

Ще більший вплив на тверду, рідку й газову компоненти ґрунту здійснюють мікроорганізми (бактерії, мікроскопічні гриби й водорості, віруси, дріжджі, актиноміцети й ін.), кількість яких може досягати декількох мільйонів осіб в 1 г ґрунту.

На склад і властивості ґрунтів вони впливають головним чином шляхом нагромадження таких агресивних продуктів їхньої життєдіяльності, як кислоти, луги, сульфіді, гази C_2 , H_2S , NH_3 і ін. Певне значення має й особиста участь мікробних співтовариств в електрохімічних реакціях на поверхні мінеральних часток, зокрема в розвитку біокорозії. Так, наприклад, тіонові бактерії, що живуть у ґрунтах можуть сприяти утворенню агресивних кислих вод з високою біокорозійною активністю стосовно підземних споруд.

Тому при інженерно-геологічних дослідженнях поряд з іншими компонентами ґрунту детальному вивченню піддається й біотична компонента ґрунту.

1.2. Текстура, структура й структурні зв'язки в ґрунтах

Структурно-текстурні особливості й характер структурних зв'язків є одними з найважливіших показників при інженерно-геологічному вивченні ґрунтів. У сукупності вони відбивають умови формування ґрунтів і багато в чому визначають їхню будову й властивості.

Текстура – це особливості будови ґрунту, обумовлені орієнтуванням і просторовим розташуванням окремих зерен, мінеральних часток, агрегатів і інших структурних елементів. У першу чергу текстура характеризує неоднорідність будови ґрунту й орієнтованість його основних структурних елементів.

У магматичних ґрунтах розрізняють наступні текстури: масивну, порфірову, шарувату (темні й світлі мінерали розташовуються у вигляді

смуг, що чергуються), флюїдальну (дрібні кристали як би обтікають більші кристали) і ін. У метаморфічних ґрунтах розвинені сланцювата, гнейсоподібна, масивна та інша види текстур. Найбільшою розмаїтістю відрізняються текстури осадових порід, які поділяють на безладні й упорядковані (орієнтовані). До перших відносять масивні, глибові, грудкуваті, горіхоподібні та ін. Серед упорядкованих виділяють шаруваті, прихованосаруваті, листуваті, плитчасті й лускаті текстури.

Всі зазначені типи текстур у тій або іншій ступені впливають на інженерно-геологічні властивості ґрунтів і їхнє поведіння під навантаженнями, в укосах будівельних виїмок, на схилах і т.ін. Тектурні особливості можуть сприяти зниженню міцності ґрунтів, збільшувати їхню стискальність, обумовлювати різку анізотропність властивостей у різних напрямках, збільшувати водопроникність, прискорювати вивітрювання ґрунтів та ін.

Під *структурою* ґрунту розуміють особливості його внутрішньої будови, обумовлені розміром, формою й кількісним співвідношенням окремих зерен, часток і агрегатів, а також характером взаємозв'язку їх один з одним.

Структура ґрунту, так само як і текстура, відбиває його генезис і наступні перетворення. У магматичних ґрунтах за ступенем кристалічності виділяють повно-, неповнокристалічну й скляну структури, по абсолютних розмірах зерен – гігантозернисту (> 50 мм), грубозернисту (50-5 мм), середньозернисту й (5-1 мм), дрібнозернисту (< 1 мм) і прихованокристалічну.

Характерною рисою структур метаморфічних порід є їх повнокристалічність.

Досить різноманітні структури осадових ґрунтів. Так, наприклад, в осадових уламкових зцементованих ґрунтах виділяють структури псефітові (брекчії й конгломерати), псамітові (піщаники), алевритові й ін. В осадових уламкових пухких – щільні й роздільно-зернисті структури, у глинистих ґрунтах залежно від розмірів агрегатів розрізняють макро-, мезо- і мікроагрегатні структури. Структурно-тектурні особливості ґрунтів вивчають візуально або за допомогою поляризаційного мікроскопа, а мікроструктури (мікротекстури) – за допомогою електронного мікроскопа й спеціальної рентгенівської зйомки.

Найважливішою інженерно-геологічною характеристикою ґрунтів є їхні *структурні зв'язки*, тобто зв'язки між структурними елементами (частками, зернами, агрегатами й ін.).

По своїй природі структурні зв'язки можуть бути кристалізаційними, цементаційними, водно-колоїдними й механічними. Залежно від характеру структурних зв'язків, відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96, виділяють чотири основних класи ґрунтів, які будуть розглянуті нижче.

Кристалізаційні й цементаційні тверді зв'язки характерні для магматичних і метаморфічних ґрунтів, а також для деяких осадових порід – уламкових зцементованих (піщаники, конгломерати та ін.), хімічних

(вапняки, гіпси та ін.) і органічних (крейда, опока та ін.). Ці найбільш міцні й незворотні структурні зв'язки надають ґрунтам твердість і більшу міцність. Кристалізаційні зв'язки, що виникають у ґрунтах при негативній температурі й характерні для мерзлих ґрунтів, зветься кріогенними.

Водно-колоїдні структурні зв'язки властиві пухким осадовим ґрунтам, в основному – глинистим. Зв'язки цього типу оборотні – при руйнуванні вони можуть відновлюватися. Ґрунти з водноколоїдними зв'язками розмокають у воді або набухають; при висиханні дають усадку, міцність їх невисока.

Механічні зв'язки характерні для піщаних і великоуламкових ґрунтів. Ґрунти з подібними структурними зв'язками слабо стисливі й гарно водопроникні, міцність їх висока й середня.

1.3. Фізичні характеристики ґрунтів

Інженерно-геологічні дослідження.

Інженерно-геологічні дослідження (ІГД) проводяться з метою одержання вихідних даних для розробки проектів будівель і споруд та технології їх зведення. ІГД виконуються згідно з ДБН А.2.1-1-2014.

У ході ІГД повинні бути виявлені з необхідною повнотою: геологічна будова ділянки – товщина шарів і характер їх залягання (горизонтальне, похиле, вклинювання шарів); фізико-механічні властивості ґрунтів і їх можлива зміна після зведення будівлі; інженерно-геологічні процеси і явища (зсуви, карст, суфозія, морозне здимання), гідрологічні умови (рівень ґрунтових вод, його зміна, вплив води на ґрунти та конструкції фундаментів, напрямок руху води); зроблені висновки і подані обґрунтовані рекомендації щодо придатності ділянки для будівництва.

Проходження розвідувальних виробок і відбір з них зразків ґрунту. Одним із завдань ІГД є встановлення фізико-механічних характеристик ґрунтів (щільності частинок ґрунту, щільності ґрунту, природної вологості, вологості на межі текучості і межі розкочування, гранулометричного складу, міцнісних і деформаційних характеристик тощо). Інколи передбачається встановлення деяких специфічних характеристик (наприклад, при проектуванні фундаментів під різні станки, механічне обладнання, під час роботи яких передаються динамічні навантаження на ґрунт, виникає потреба у визначенні додаткових деформаційних і міцнісних характеристик ґрунту). Всі названі характеристики можна визначати як в лабораторних, так і в польових умовах. Як відомо лабораторні дослідження проводяться на зразках ґрунту відібраних з монолітів (*моноліт* – це зразок ґрунту відібраний із свердловини чи шурфа і певним чином замаркований і упакований для того, щоб його можна було доставити на місце проведення лабораторних досліджень без порушення природного стану ґрунту). Отже, для проведення лабораторних досліджень фізико-механічних характеристик ґрунтів необхідно влаштовувати розвідувальні виробки – шурфи і свердловини (це основні).

Проведення ІГД. ІГД виконують пошукові організації відповідно до

технічного завдання, складеного проектними організаціями. Технічне завдання поряд з даними необхідними для проведення ІГД (схема розміщення розвідувальних свердловин, шурфів, їх діаметр і довжина, кількість монолітів з кожної свердловини) містить відомості про розміщення будівель і споруд на ділянці згідно з проектом.

Фізичні показники ґрунтів.

Фізичні характеристики ґрунтів використовуються для встановлення співвідношення фаз між собою (рис. 1.3), фізичного стану ґрунтів в умовах природнього та штучного залягання, попередньої оцінки будівельних властивостей ґрунтів, їх класифікації. Визначення тих чи інших механічних характеристик залежить від прийнятих розрахункових схем, моделей та фізико-механічних властивостей ґрунтів основи.

Для визначення фізичних характеристик ґрунтів необхідно визначити лабораторними або польовими методами такі показники:

- щільність ґрунту ρ ;
- щільність часток ρ_s ;
- вологість ґрунту W (додатково для глинистих ґрунтів – вологість на границі текучості W_L та розкочування W_P);
- гранулометричний склад F_i – для пісків та великоуламкових ґрунтів (в окремих випадках для глинистих ґрунтів).

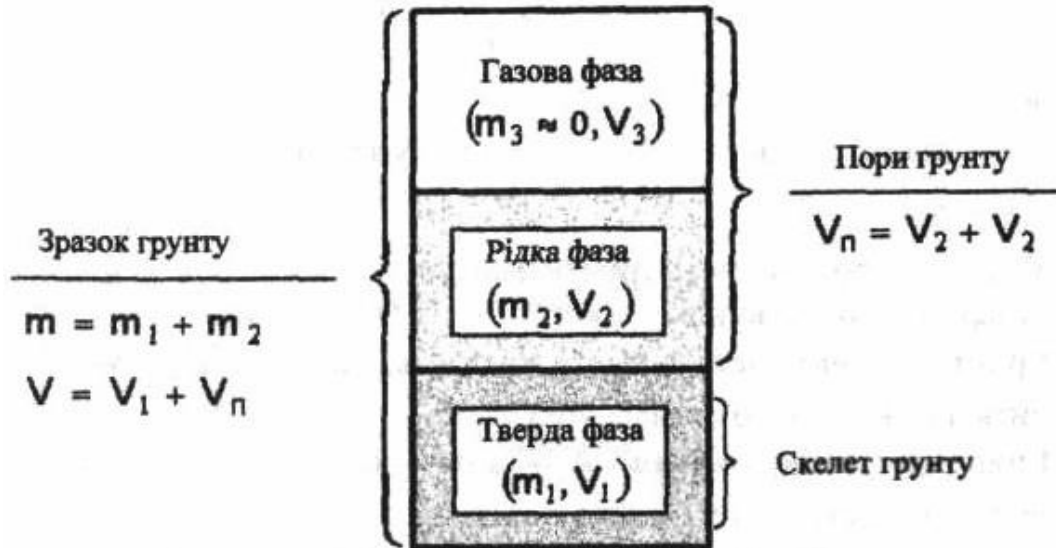


Рис. 1.3. Співвідношення між фазами ґрунту

Щільність ґрунту ρ дорівнює відношенню маси зразка ґрунту до його об'єму:

$$\rho = \frac{m}{V} = \frac{m_1 + m_2}{V_1 + V_n}, \text{ г/см}^3,$$

де $V = V_1 + V_n$ – об'єм зразка ґрунту, см^3 ;

V_1 та V_n – відповідно об'єм часток та об'єм пор, см^3 ;

$m = m_1 + m_2$ – маса зразка ґрунту, г;

m_1 та m_2 – відповідно маса часток та маса води, г.

Щільність часток ρ_s дорівнює відношенню маси зразка ґрунту до його об'єму:

$$\rho_s = \frac{m_1}{V_1}, \text{ г/см}^3.$$

Вологість ґрунту W дорівнює відношенню маси води, що є у зразку до маси твердих часток:

$$W = \frac{m_2}{m_1} \cdot 100\%, \%$$

Гранулометричний склад F_i характеризує форму та склад фракцій в одиниці маси сухого ґрунту:

$$F_i = \frac{m_i}{\sum m_i} \cdot 100, \%$$

m_i – маса i -ої фракції ґрунту, г;

$\sum m_i$ – сума маси всіх фракцій ґрунту, г.

Неоднорідність гранулометричного складу характеризується ступенем неоднорідності гранулометричного складу та визначається за кривою гранулометричного складу (рис. 1.4).

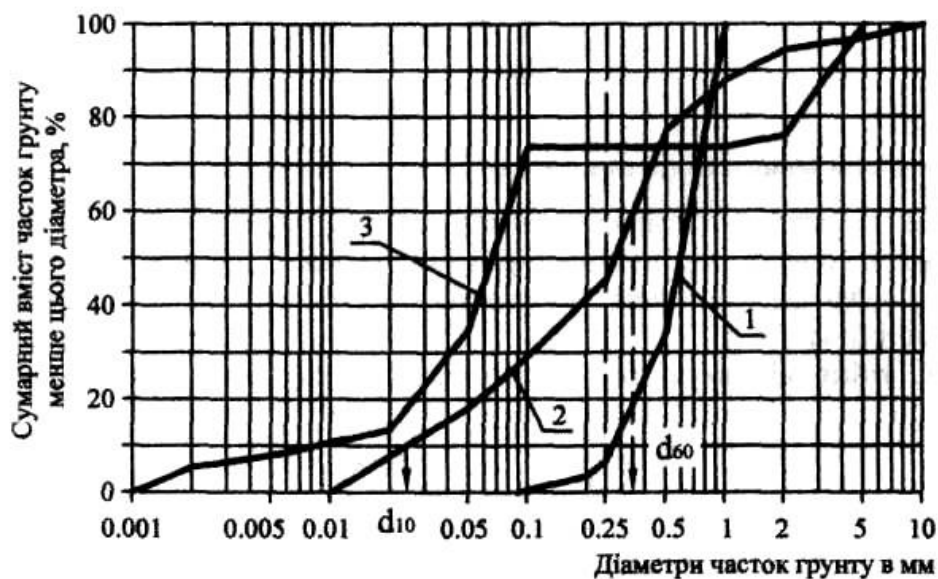


Рис 1.4. Криві гранулометричного складу:

1 – ґрунт однорідний; 2 – ґрунт менш однорідний;

3 – ґрунт, що не має у своєму складі ряду проміжних фракцій

Коефіцієнт пористості e встановлює відношення об'єму пор до об'єму часток:

$$e = \frac{\rho_s \cdot (1 + W)}{\rho} - 1, \text{ д.о.}$$

Примітка: вологість ґрунту W приймають в долях одиниці.

Коефіцієнт водонасичення ($0 \leq S_r \leq 1$) характеризує ступінь заповнення пор водою:

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_s}{e \cdot \rho_w}, \text{ д.о.},$$

де ρ_w – щільність води, приймають рівною 1 г/см^3 .

Щільність скелету ґрунту ρ_d (щільність ґрунту в сухому стані) обчислюється за формулою:

$$\rho_d = \frac{\rho}{1+W}, \text{ г/см}^3.$$

Питома вага ґрунту γ визначається:

$$\gamma = \rho \cdot g, \text{ кН/м}^3,$$

де g – прискорення вільного падіння.

Пористість n характеризує долю об'єму пор ґрунту в одиниці його об'єму:

$$n = \frac{e}{1+e}, \text{ д.о.}$$

Доля об'єму часток ґрунту m в одиниці його об'єму:

$$m = \frac{e}{1+e}, \text{ д.о.}$$

Повна вологоємність W_{sat} – вологість ґрунту при повному заповненні пор водою:

$$W_{sat} = \frac{e \cdot \rho_w}{\rho_s}, \text{ д.о.}$$

При задані вологості ґрунту W для повного насичення пор водою коефіцієнт пористості повинен дорівнювати:

$$e = \frac{W \cdot \rho_s}{\rho_w}, \text{ д.о.}$$

Щільність ґрунту при насиченні водою:

$$\rho_{sat} = \frac{\rho_s + e \cdot \rho_w}{1+e}, \text{ г/см}^3.$$

Для залягаючих нижче рівня підземних вод не ущільнених ґрунтів, пісків, мулів, супісків при наявності в порах вільної гідравлічно безперервної води *щільність ґрунту з урахуванням зважуючої дії води* становитиме:

$$\rho_{sb} = \frac{\rho_s - \rho_w}{1+e} \approx 100, \text{ г/см}^3.$$

Коефіцієнт фільтрації k_f характеризує ступінь водопроникності ґрунтів, чисельно дорівнює швидкості фільтрації при гідравлічному градієнті $I=1$.

Модуль деформації E – деформаційна характеристика ґрунту, що встановлює лінійну залежність між напруженнями і деформаціями в інтервалі тиску від нуля до розрахункового опору ґрунту під подошвою фундаменту. Враховує пружні та остаточні деформації скелета ґрунту.

Кут внутрішнього тертя φ і *питоме зчеплення* c – міцнісні характеристики ґрунту за узагальненим критерієм міцності на зсув Кулона.

Розрахунковий опір ґрунтів основи R – встановлює значення тиску, до якого зберігається лінійна залежність між напруженнями і деформаціями.

Умовний розрахунковий опір R_0 – розрахунковий опір ґрунтів для умовного фундаменту з шириною підшви $b=1$ м та глибиною занурення $d=2$ м.

R та f – розрахункові опори ґрунту під нижнім кінцем та по бічній поверхні палі, відповідно.

R_c – міцність скельних та напівскельних ґрунтів на одноосовий стиск.

Відносна деформація просідання ε_{sl} характеризує властивість ґрунтів до просідання при змочуванні водою.

Початковий тиск просідання p_{sl} мінімальний тиск при якому виявляється властивість ґрунту до просідання.

Відносна деформація набухання без навантаження ε_{sw} характеризує властивість ґрунтів до набухання при змочуванні водою.

Тиск набухання p_{sw} – тиск при якому деформації набухання дорівнюють нулю.

Відносна деформація здимання ε_{fh} характеризує властивість ґрунтів до морозного здимання.

Відносний вміст органічної речовини l_r характеризує кількісний склад органічних речовин до маси сухого ґрунту.

1.4. Нормативні і розрахункові значення характеристик ґрунтів

Для всіх характеристик ґрунтів обчислюються нормативні, а для характеристик, що використовуються в розрахунках, також розрахункові значення згідно вимог ДСТУ Б В.2.1-5-96.

Нормативне значення X_n всіх фізичних (вологості, щільності, характеристик пластичності) та механічних характеристик ґрунтів (модуля деформації, границі міцності на одноосовий стиск, відносних деформацій осідання та набухання) приймають таким, що дорівнює середньому арифметичному значенню:

$$X_n = X = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

де n – число визначень характеристики, не менше шести,

X_i – часткові значення характеристики, що одержують за результатами окремих i -их дослідів.

Примітка: Для фізичних характеристик ґрунтів, які обчислюють за формулами (коефіцієнт пористості, число пластичності та ін.) в залежності від величин, що визначаються дослідним шляхом, та для компресійного модуля деформації їх нормативні значення можуть бути встановлені, виходячи з нормативних значень величин, які підлягають вимірюванню у дослідях.

Для виключення можливих помилок виключають те часткове (максимальне чи мінімальне) значення X_i , для якого виконується умова:

$$|X_n - X_i| > v \cdot S,$$

де v – статистичний критерій, що приймається в залежності від числа n характеристики,

S – середнє квадратичне відхилення характеристики, що обчислюють за формулою:

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

Якщо будь-яке значення характеристики виключене, слід для дослідних даних, що залишились заново обчислити X_n та S і повторити перевірку на виключення можливих помилок.

Неоднорідність ґрунту оцінюється за допомогою коефіцієнта варіації характеристик ґрунту:

$$V = \frac{S}{X_n}.$$

Розрахункове значення X одержують діленням нормативного значення на коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g :

$$X = \frac{X_n}{\gamma_g}.$$

Коефіцієнт надійності по ґрунту γ_g повинен встановлюватись з урахуванням мінливості та числа визначень характеристики (числа випробувань) при заданій довірчій імовірності α :

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \rho_\alpha},$$

де ρ_α – показник точності середнього значення характеристики X .

Примітка: Знак перед величиною ρ_α приймають таким, щоб забезпечувалась більша надійність основи чи споруди.

Показник точності середнього значення характеристики ρ_α обчислюють за формулою:

$$\rho_\alpha = \frac{t_\alpha \cdot V}{\sqrt{n}},$$

де t_α – коефіцієнт, який залежить від заданої одnobічної довірчої імовірності α та числа ступенів вільності $K=n-1$. Значення одnobічної довірчої імовірності а при обчисленні розрахункового значення характеристики ґрунту приймають у відповідності з рекомендаціями норм проектування різних видів споруд.

Розрахункові значення кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c та питомої ваги γ для розрахунків за несучою здатністю (І граничний стан) позначаються відповідно φ_I , c_I та γ_I , а за деформаціями (ІІ граничний стан) – φ_{II} , c_{II} та γ_{II} , або вказуються значення довірчої імовірності α – 0.99, 0.95, 0.85.

При визначенні нормативних значень міцнісних та деформаційних характеристик ґрунтів за їхніми фізичними показниками з використанням таблиць ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", див. табл. 1.9, 1.11, 1.12, розрахункові значення характеристик в цьому випадку приймаються при таких значеннях коефіцієнта надійності по ґрунту:

- в розрахунках основ за деформаціями $\gamma_g = 1.00$,
- в розрахунках основ за несучою здатністю:
 - для питомого зчеплення c : $\gamma_{g,c} = 1.50$,
 - для кута внутрішнього тертя пісків φ : $\gamma_{g,\varphi} = 1.10$,
 - для кута внутрішнього тертя глинистих ґрунтів φ : $\gamma_{g,\varphi} = 1.15$.

2. КЛАСИФІКАЦІЯ ҐРУНТІВ У БУДІВНИЦТВІ

Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 „Ґрунти. Класифікація”, всі ґрунти за загальним характером структурних зв’язків діляться на чотири класи:

I. Клас природних скельних ґрунтів (із твердими структурними зв’язками – кристалізаційними й цементаційними) – магматичні, метаморфічні й міцні осадові ґрунти.

II. Клас природних дисперсних ґрунтів (з механічними й водно-колоїдними структурними зв’язками) – пухкі осадові ґрунти.

III. Клас природних мерзлих ґрунтів (із кріогенними структурними зв’язками, тобто з наявністю льоду й негативною температурою) – скельні й дисперсні ґрунти.

IV. Клас техногенних ґрунтів (з різними структурними зв’язками, що виникли в результаті діяльності людини) – скельні, дисперсні й мерзлі ґрунти.

Класи ґрунтів, відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96, поділяються на п’ять таксономічних одиниць за наступними ознаками:

група – за характером структурних зв’язків (з урахуванням їх міцності);

підгрупа – за походженням й умовами утворення;

тип – за речовинним, тобто хіміко-мінеральним складом; *вид* – за найменуванням ґрунтів (з урахуванням розмірів часток і показників властивостей);

різновид – за кількісними показниками складу, властивостей і структури ґрунтів.

Найменування ґрунтів повинні містити відомості про їхній геологічний вік. Наприклад: „верхньочетвертинні суглинки”, „палеогенові глини” і т.ін.

Класифікація ґрунтів за ДСТУ Б В.2.1-2-96 поширюється на всі ґрунти і є обов’язковою при проведенні інженерно-геологічних вишукувань, проектуванні й будівництві будівель і споруд.

2.1. Клас природних скельних ґрунтів

До класу природних скельних ґрунтів відносяться магматичні, метаморфічні й міцні силікатні та карбонатні осадові ґрунти (піщаники, вапняки, гіпси та ін.). В інженерно-геологічних цілях їх звичайно поділяють за межею міцності на одноосьовий стиск, коефіцієнтом розм'якшування у воді й ступенем вивітрюваності.

Таблиця 2.1

Характеристика скельних і напівскельних ґрунтів

Принцип поділу	Різновиду ґрунтів	Показник
За межею міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані	Скельні дуже міцні міцні середньої міцності маломіцні	$R_c > 120 \text{ МПа}$ $120 > R_c > 50$ $50 > R_c > 15$ $15 > R_c > 5$
	Напівскельні зниженої міцності низької міцності досить низької міцності	$5 > R_c > 3$ $3 > R_c > 1$ $R_c < 1$
За коефіцієнтом розм'якшування у воді	Не розм'якшуються Розм'якшуються	$K_{sop} > 0,75$ $K_{sop} < 0,75$
За ступенем вивітрюваності	Невивітрювані монолітні	Породи залягають у вигляді суцільного масиву, $K_{wr} = 1$
	Слабовивітрювані (тріщинуваті)	Породи залягають у вигляді виокремлень (брил), $1 > K_{wr} > 0,9$
	Вивітрювані	Породи залягають у вигляді скупчення шматків, що переходять у тріщинувату скелю, $0,9 > K_{wr} > 0,8$
	Сильнотріщинуваті (рухляки)	Породи залягають у всьому масиві у вигляді окремих шматків, $K_{wr} < 0,8$

Найважливішою класифікаційною характеристикою скельних ґрунтів є межа міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому стані R_c , МПа, що являє собою відношення навантаження, при якому відбувається руйнування зразка, до площі первинного поперечного перерізу.

Залежно від величини R_c розрізняють скельні ($R_c > 5 \text{ МПа}$) і напівскельні ($R_c < 5 \text{ МПа}$) ґрунти

Скельні ґрунти залягають звичайно у вигляді суцільного або тріщинуватого масиву. Наявність структурних зв'язків кристалічного типу обумовлює їх малу деформованість і високу міцність, що значно перевищує навантаження, існуюче в будівельній практиці.

Найбільші значення межі міцності на одноосьовий стиск характерні для залізистих кварцитів, дрібнозернистих гранітів і монолітних діабазів, а також габро, базальтів – до 380-460 МПа, а найменші для осадових зцементованих і хімічних – вапняк вивітряний, піщаник вивітряний та ін. – 8-40 МПа. Скельні ґрунти дрібно- і рівномірнозернисті мають значно більшу міцність, ніж грубозернисті й порфіроподібні.

Напівскельні ґрунти – це сильно тріщинуваті та вивітряні магматичні породи, а також вулканічні туфи й деякі осадові хімічні й органічні породи – крейда, гіпси, кам'яні солі, вапняки-черепашники. До напівскельних відносяться піщаники й конгломерати із глинистим цементом. Та сама порода (наприклад, піщаник) залежно від типу цементу може відноситися або до скельного (піщаник на кремнеземистому цементі), або до напівскельного (піщаник на глинистому цементі).

За своїми параметрами напівскельні ґрунти відрізняються від скельних меншою міцністю ($R_c < 5$ МПа), більшою деформованістю, пористістю й вологоємністю. У цілому вони досить стійкі по міцності, однак через здатність деяких з них до розм'якшення й розчинення у воді (гіпс, кам'яна сіль, мергель і ін.) вимагають у ряді випадків застосування складних інженерних заходів при будівельному освоєнні. Відношення до води й у першу чергу їх розчинність мають важливе значення не тільки для напівскельних, але й для деяких скельних ґрунтів (вапняки, доломіти). Із цими ґрунтами пов'язаний розвиток досить розповсюдженого у світі небезпечного геологічного процесу – карсту. На міцнісні показники скельних і напівскельних ґрунтів великий вплив має коефіцієнт вивітрюваності K_{wr} , тобто відношення щільності вивітряного ґрунту до щільності невивітряного. При значенні $K_{wr} < 0,9$ міцність ґрунтів значно знижується. Так, наприклад, межа міцності граніту на одноосьовий стиск R_c у невивітряному стані становить 80-380 МПа, а для вивітряних різновидів він не перевищує 4-6 МПа.

Розглянутий клас ґрунтів поділяють і за величиною коефіцієнта розм'якшування K_{sop} , тобто за відношенням меж міцності на одноосьовий стиск у водонасиченому і повітряно-сухому станах.

Одним з найважливіших питань при інженерно-геологічних дослідженнях скельних і напівскельних ґрунтів є оцінка їхньої тріщинуватості. Розбиваючи масив скельних ґрунтів на окремі блоки, тріщинуватість збільшує водопроникність, деформованість, знижує міцнісні показники ґрунтів і багато в чому утрудняє організацію виробництва будівельних робіт. Важливо встановити не тільки генетичні типи тріщин, якісні й кількісні показники тріщинуватості (модуль тріщинуватості, коефіцієнт тріщинної пористості й ін.), але й оцінити її вплив на фізико-

механічні властивості й фільтраційні параметри масиву ґрунтів. Особливо це важливо при проектуванні й будівництві таких споруд, як греблі, водоймища, тунелі.

2.2. Клас природних дисперсних ґрунтів

Характерні риси дисперсних ґрунтів.

Дисперсні ґрунти складаються з окремих уламків (часток) різної крупності, слабо зв'язаних один з одним. Їхнє утворення пов'язане з вивітрюванням скельних ґрунтів і наступним перевідкладенням продуктів вивітрювання водним, вітровим або іншим способами. Більше 80% всієї осадової оболонки земної кори складено дисперсними ґрунтами.

Для дисперсних ґрунтів характерні нежорсткі механічні й водно-колоїдні структурні зв'язки. До ґрунтів цього типу відносять пухкі осадові уламкові породи, які поділяють на зв'язні й незв'язні.

У порівнянні зі скельними й напівскельними ґрунтами дисперсні ґрунти, особливо зв'язні, відрізняються значно меншою міцністю й більшою деформованістю. Для них характерна різка мінливість фізичного стану й властивостей, різноманіття текстурно-структурних особливостей, висока пористість, слабкі структурні зв'язки й досить різна водопроникність, від високої й дуже високої для незв'язних ґрунтів (пісків і гальки) до дуже незначної (зв'язні ґрунти).

Умови будівництва різних споруд на дисперсних ґрунтах часто поєднані зі значними труднощами. Найбільші ускладнення при будівництві звичайно пов'язані з так званими специфічними ґрунтами, тобто ґрунтами особливого складу, стану й властивостей (лесовими просадними, набухаючими, елювіальними та ін.).

Зазначені вище особливості дисперсних ґрунтів, особливо зв'язних (глинисті ґрунти та ін.), вимагають всебічного інженерно-геологічного вивчення їх при проектуванні й будівництві різних споруд.

Зв'язні ґрунти.

До цієї групи дисперсних ґрунтів відносять глинисті, а також органомінеральні й органічні ґрунти.

Глинисті ґрунти (супіски, суглинки й глини) у будівельній практиці найбільш часто служать основами найрізноманітніших споруд. Дуже широко вони використовуються і як природні будівельні матеріали.

Для глинистих ґрунтів характерне залягання у вигляді окремих шарів, а також прошарків і лінз. Потужність їх досить різноманітна – від часток метра до багатьох сотень метрів. У складі глин переважають глинисті мінерали (до 95%) – гідроліта, каолінит, монтморилоніт та ін., як домішки містяться кварц, польові шпати, слюди й інші мінерали. У супісках переважають уже так звані кластогенні мінерали (кварц, польові шпати й ін.). Суглинки за мінеральним складом займають проміжне місце між глинами й супісками.

Глинисті ґрунти характеризуються не тільки фізичними й механічними властивостями, розглянутими нами вище, але й специфічними властивостями, властивими звичайно тільки цій групі дисперсних ґрунтів: пластичністю, консистенцією, липкістю, розмоканням, корозійністю, набуханням, усадкою та ін.

Пластичністю називають здатність глинистого ґрунту під впливом зовнішніх механічних зусиль змінювати свою зовнішню форму без руйнування й розриву й зберігати надану йому форму після усунення дії зовнішньої сили.

Характерні вологості, які обмежують інтервал прояву пластичних властивостей, називають *границями (межами) пластичності*. Під *границею текучості* W_L розуміється вологість, при якій ґрунт переходить із пластичного стану в текучий, а під *границею розкочування* W_P – вологість при переході глинистого ґрунту із пластичного стану в напівтвердий або твердий.

Різниця між W_L і W_P називається числом пластичності I_P , тобто

$$I_P = W_L - W_P$$

Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинисті ґрунти за числом пластичності поділяються в такий спосіб:

<i>Ґрунт</i>	<i>I_P</i>
Супісок	1–7
Суглинок	7–17
Глина	> 17

За ДСТУ Б В.2.1-2-96 глинисті ґрунти за числом пластичності поділяють і більш детально з урахуванням даних про гранулометричний склад (табл. 2.2).

Таблиця 2.2

Класифікація глинистих ґрунтів за числом пластичності і гранулометричним складом

Різновид глинистого ґрунту	Число пластичності, I_P	Вміст піщаних часток (2 – 0,5 мм), %
Супісок: піщаний	1 – 7	>50
пилуватий	1 – 7	<50
Суглинок: легкий піщанистий	7 – 12	>40
легкий пилуватий	7 – 12	<40
важкий піщанистий	12 – 17	>40
важкий пилуватий	12 – 17	<40
Глина: легка піщаниста	17 – 27	>40
легка пилувата	17 – 27	<40
важка	>27	Не регламентується

Консистенція глинистих ґрунтів. Залежно від вологості глинисті ґрунти мають різний фізичний стан або консистенцію – текучу, пластичну й

тверду. Якщо природна вологість ґрунту менша границі розкочування, ґрунт перебуває у твердому стані, тобто $W < W_P$. При значеннях $W_P < W < W_L$ для ґрунту характерний пластичний стан, а при $W > W_L$ – текучий. Крім основних трьох форм консистенції виділяють також проміжні: напівтверду, тугопластичну, м'якопластичну й текучопластичну. Для характеристики консистенції глинистого ґрунту в будівельних цілях використовують показник текучості (консистенції) I_L :

$$I_L = \frac{W - W_P}{I_P}.$$

Показник текучості I_L може бути як негативним (тверді ґрунти), так і позитивним, у тому числі й більше 1 (текучі ґрунти).

Липкість – здатність глинистих ґрунтів при певному вмісті води прилипати до поверхні різних предметів. Ця властивість найбільш характерна для вологих глинистих, лесових, торф'яних та інших дисперсних ґрунтів. За кривою залежності липкості від вологості визначають: *вологість початкового прилипання* (W_{III}), *вологість максимального прилипання* (W_{MII}) і *максимальну липкість* (L_{max}). Максимальне значення липкості для глинистих ґрунтів залежно від їхнього хіміко-мінерального складу, дисперсності, вологості й інших факторів змінюється від 0,002 до 0,55 Мпа. Значення липкості враховують у дорожнім будівництві при аналізі роботи дорожніх машин, а також при виконанні розкривних робіт на кар'єрах і т.д. Для зниження липкості глинистих ґрунтів, наприклад при улаштуванні ґрунтових доріг, у них додають пісок.

Розмоканням називають здатність ґрунтів при зануренні в спокійну воду втрачати зв'язність і перетворюватися в пухку масу із частковою або повною втратою міцності. Переважна більшість глинистих ґрунтів відноситься до категорії таких, що розмокають у тій чи іншій мірі. Розмокати можуть і скельні ґрунти, наприклад, піщаники із глинистим і розчинним цементом.

Показниками розмокання ґрунтів є: 1) час розмокання; 2) характер розмокання, що оцінюється візуально, і 3) кінцева вологість розмокання.

На характер і швидкість розмокання глинистих ґрунтів впливають хіміко-мінеральний склад, структурно-текстурні особливості, склад обмінних катіонів і особливо початкова вологість ґрунту. У будівельній практиці розмокання вивчається для оцінки стану ґрунтів при розкритті їх котлованами й виїмками, укуси й дно яких можуть піддаватися впливу води.

На відміну від розмокання інша характерна властивість дисперсних ґрунтів – *розмивання* – проявляється тільки при тривалому впливі текучої води на ґрунтову товщу.

Корозійні властивості дисперсних ґрунтів проявляються при взаємодії підземних металевих конструкцій (сталевих трубопроводів та ін.) з рідким компонентом ґрунту, тобто з електролітом. Процес руйнування матеріалів внаслідок цієї взаємодії одержав назву корозії.

Якісно корозійна активність ґрунтів характеризується тим терміном, після закінчення якого в металевій конструкції з'являється перша каверна. Для кількісної оцінки корозійної активності ґрунтів, що залягають вище рівня ґрунтових вод, проводять польові й лабораторні дослідження.

Найбільшою корозійною активністю до металевих конструкцій володіють торф'яні, засолені й болотні ґрунти, а також глинисті з вологістю в інтервалі 10 – 25%, при високих значеннях кислотності (pH 2-3) і лужності (pH 11-14), насичені киснем, сірководнем і з високим вмістом хлоридів.

Втрати від корозії приносять величезний збиток. Щорічно більше 5% закладеного у ґрунти металу виходить із ладу. Основними способами захисту підземних металевих конструкцій від корозії є протикорозійні ізолюючі покриття (бітумні, цементні, полівінілхлоридні, а також поліетиленові стрічки й ін.).

Незв'язні ґрунти.

Група незв'язних дисперсних ґрунтів поєднує пухкі, сипучі осадові утворення з дуже слабкими (або практично відсутніми) структурними зв'язками. Розрізняють два види незв'язних ґрунтів: піщані й великоуламкові.

Піщані ґрунти характеризуються перевагою часток розміром 0,05-2 мм. За ДСТУ Б В.2.1-2-96, *пісок* – це незв'язний мінеральний ґрунт, у якому маса часток розміром менше 2 мм становить більше 50%. У сухому стані піски позбавлені структурних зв'язків і перебувають у сипучому (пухкому) стані. При збільшенні вологості вони здобувають деяку зв'язність. Серед піщаних ґрунтів виділяють різновиди за гранулометричним складом, ступенем неоднорідності, коефіцієнтом пористості, ступенем щільності й вмісту органічних речовин.

За гранулометричним складом відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 пісок поділяється на різновиди (табл. 2.3).

Таблиця 2.3

Гранулометричні різновиди пісків

Різновид ґрунтів	Розмір зерен, часток, d, мм	Вміст зерен, часток, % по масі
Пісок:		
гравійний	>2	>25
великий	>0,50	>50
середньої крупності	>0,25	>50
дрібний	> 0,10	>75
пилюватий	>0,10	<75

В інженерно-геологічній практиці виділяють також *піски глинисті*, утримуючі понад 3 % глинистих часток і не володіють властивістю пластичності.

Щільність укладання пісків оцінюється за величиною коефіцієнта пористості e (табл. 2.4).

Таблиця 2.4

Щільність укладання пісків залежно від коефіцієнта пористості

Щільність укладання пісків	Коефіцієнт пористості e		
	Піски гравійні, великі й середні	Піски дрібні	Піски пилюваті
Щільний	<0,55	<0,60	<0,60
Середньої щільності	0,55 – 0,70	0,60 – 0,75	0,60 – 0,80
Пухкий (рихлий)	>0,70	>0,75	>0,80

Оцінювати якість ущільнення пісків у насипі, прогнозувати зміну їхньої щільності під дією статичних і динамічних навантажень можна й за допомогою іншого показника – *ступеня щільності пісків*, I_D .

$$I_D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

де e – коефіцієнт пористості при природному або штучному ущільненні; $e_{\max}$ – коефіцієнт пористості в гранично-щільному укладанні; $e_{\min}$ – те ж у гранично-пухкому.

Залежно від величини I_D виділяють піски: пухкі (слабо ущільненні) від 0 до 0,33; середньої щільності 0,33 – 0,66 і щільні – 0,66 – 1,0.

За відносним вмістом органічних речовин піски поділяють на два різновиди: з домішкою органічних речовин – від 0,03 до 0,1 і без їхньої домішки – менше 0,03.

Міцність піщаних ґрунтів характеризують за допомогою кута внутрішнього тертя (φ). У піщаних ґрунтах він приблизно дорівнює куту природного укосу, тобто ухилу, що утворює вільна поверхня сухих пісків (укіс). Найбільшою міцністю володіють піски, у складі яких переважають кварц, польові шпати й інші, стійкі до процесів вивітрювання мінерали.

Для піщаних ґрунтів характерна їх відносно висока водопроникність (від 1,0 м/доб для пилюватих пісків і до 100 м/доб для гравійних пісків).

У цілому піски відносяться до малостискальних, стійких і надійних основ для різних будівель і споруд.

Однак у ряді випадків піски можуть володіти й такими несприятливими властивостями, як пливунність, здатність до суфозійного виносу тонких часток, схильність впливу вібрації та ін. Особливо небезпечна для будівництва пливунність пісків. *Пливунами* називають деякі види водонасичених тонко- і дрібнозернистих пилюватих пісків, супісків та інших пухких відкладів, які при розкритті їх будівельними та іншими виїмками приходять у розріджений стан і поведуться на зразок важкої, в'язкої рідини. Для боротьби із пливунями застосовують заморожування, хімічне закріплення й осушення за допомогою голкофільтрових установок.

Великоуламковий ґрунт – це незв'язний мінеральний ґрунт, у якому маса часток розміром крупніше 2 мм становить більше 50%.

За гранулометричним складом відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 його поділяють на:

валунний (глибовий) – маса часток крупніше 200 мм більше 50%.

гальковий (щебенистий) – маса часток крупніше 10 мм більше 50%.

гравійний (дресв'яний) – маса часток крупніше 2 мм більше 50%.

Властивості великоуламкових ґрунтів у значній ступені залежать від виду й вмісту заповнювача. При наявності у великоуламкових ґрунтах піщаного заповнювача більше 40% або глинистого заповнювача більше 30% від загальної маси повітряно-сухого ґрунту в найменування великоуламкового ґрунту варто додавати найменування виду заповнювача (наприклад, гравійний ґрунт із піщаним заповнювачем).

Міцність великоуламкових ґрунтів залежить від мінерального складу уламків і ступеня їх вивітрювання. Найбільшою міцністю володіють великоуламкові ґрунти, що складаються з магматичних порід або з таких метаморфічних порід, як кварцити і гнейси.

Великоуламкові ґрунти відрізняються дуже високою водопроникністю. Швидкість фільтрації води в них перевищує сотні метрів у добу. При розкритті будівельними котлованами водонасичених великоуламкових ґрунтів значну складність викликає боротьба з великими припливами води. При наявності у великоуламкових ґрунтах піщаного й особливо глинистого заповнювача водопроникність їх різко знижується.

2.3. Просадні, набухаючі, органо-мінеральні та органічні ґрунти

Просадні ґрунти.

Просадними називають пилувато-глинисті ґрунти, які при замочуванні дають просадку (додаткову вертикальну деформацію) з величиною відносної деформації $\xi_{sl} > 0,01$. На відміну від звичайного осідання, просадка приводить до корінної зміни структури ґрунту. Просадка властива, насамперед, лесовим суглинкам і супіскам. Лише в окремих випадках вона може виникати в пилуватих пісках з високою структурною міцністю, а також у деяких техногенних ґрунтах (відходи промислового виробництва, насипні ґрунти й ін.).

Значення лесових ґрунтів у будівельній практиці важко переоцінити. Займаючи величезні площі (як правило, у районах найбільш обжитих і густонаселених), вони нерідко служать причиною неприпустимих деформацій будівель і споруд. У багатьох випадках це пов'язано з недостатнім врахуванням їх специфічних особливостей і в першу чергу – просадки.

Лесові (нім. loss – пухкий, незв'язний) ґрунти мають широке поширення у світі, особливо в Європі й Азії, займаючи площу близько 13 млн км². Значні площі зайняті ними на півдні України.

Серед лесових відкладів розрізняють типовий лес, переважно еолового (вітрового) походження, та лесоподібні суглинки (перевідкладені первинні утворення). Різку границю між ними проводити важко, тому в інженерно-

геологічних цілях їх звичайно поєднують єдиним терміном „лесові породи” або „лесові ґрунти”.

Умови залягання лесових порід досить одноманітні. Незалежно від гіпсометричного положення окремих позитивних форм рельєфу, вони покривають плоскі вододіли, їхні схили, поверхні високих терас і т.д.

Потужність лесових товщ змінюється від декількох метрів (у північній частині зони їхнього поширення) до 80 м і більше (південно-східна частина Передкавказзя, Західний Сибір). У світі відомі райони, де потужність лесової товщі досягає 150-200 м і навіть 400 м (лесове плато в Центральному Китаї).

Відмітні ознаки лесових ґрунтів наступні:

- жовто-буре й палево-жовте фарбування;
- висока пилюватість (вміст пилюватої фракції (0,05 – 0,005 мм) понад 50% при невеликій кількості глинистих часток);
- підвищена пористість (40 – 55%) з мережею макропор (розміром 1 – 3 мм), видимих неозброєним оком;
- невисока природна вологість, тому лесовий ґрунт, поміщений у воду, швидко розмокає;
- здатність тримати вертикальний укіс (до 10 м);
- висока карбонатність;
- однорідна (нешарувата) текстура, що переривається прошарками похованого ґрунту.

Типові леси володіють повним комплексом лесових ознак, у лесоподібних порід бракує однієї або декількох лесових ознак.

Лесові породи відрізняються різкою анізотропією фільтраційних властивостей, що пов'язано з вертикальним (переважно) орієнтуванням макропор. Із цією їхньою особливістю пов'язане повільне розтікання в сторони куполів ґрунтових вод, що нерідко формуються в лесовій товщі на міських територіях, а також досить швидкий підйом рівня ґрунтових вод (до 1 м у рік) при підтопленні.

Ще одна відмінна риса лесових порід – циклічність. Проявляється вона в ритмічному чергуванні типових лесів з похованими ґрунтами й непросадними лесоподібними суглинками.

Мінеральний склад лесових ґрунтів характеризується наявністю водостійких мінералів (кварцу, польових шпатів і ін.) – до 50...60%, глинистих (гідроліти, а також каолініту, монтморилоніту й ін.) – до 15...30% і водорозчинних мінералів (хлориди, сульфати, карбонати й ін.) – до 5...15%.

Просадність лесових порід обумовлена особливостями їхнього формування в умовах сухого клімату при малій вологості, у результаті чого створюються структурні зв'язки, що сприяють виникненню й збереженню в породи „недоуцільненого стану”.

Механізм просадки може бути представлений у такий спосіб. Вода, проникаючи в малозволожену високопористу пилювату лесову породу, руйнує водонестійкі структурні зв'язки, при цьому відбувається її доуцільнення,

пористість зменшується й приходить у відповідність із напруженим станом. Великі агрегати розпадаються, і формується більш щільне пакування часток.

Зовні цей процес виражається в зменшенні об'єму лесових порід і нерівномірному осіданні поверхні землі. На поверхні вододілів, складених лесовими породами, при зволоженні їх атмосферними опадами часто формуються просадні блюдця розмірами до 50-100 м у поперечнику й глибиною від часток метра до 1-2 м.

Незрівнянно більші просадні деформації лесових порід виражені при техногенному змочуванні (витоку води зі зрошувальних каналів, водоймищ, водонесучих комунікацій, при інтенсивному поливі парків і садів і т.д.).

Вибір заходів при будівництві на лесових просадних ґрунтах повинен здійснюватися з урахуванням:

- 1) типу ґрунтових умов по просадності;
- 2) потужності просадної товщі й розрахункової величини просадки;
- 3) конструктивних особливостей проєктованих будівель і споруд;
- 4) видів можливого змочування.

Набухаючі ґрунти.

До набухаючих відносять ґрунти, які при змочуванні збільшуються в об'ємі й мають відносну деформацію набухання без навантаження $\xi_{sw} > 0,04$. При висиханні набухаючі ґрунти зменшуються в об'ємі, тобто дають усадку, часто супроводжувану утворенням тріщин просідання. Процес набухання – усадки ґрунтів зворотній: чим більше набухання, тим більшою буде усадка.

Набухаючі ґрунти (головним чином це глини, значно рідше важкі суглинки) поширені на всіх континентах.

На Україні набухаючі ґрунти займають значні площі, в основному в південних районах країни з посушливим кліматом.

Для районів розвитку покривних набухаючих ґрунтів характерна незначна кількість атмосферних опадів, загальний дефіцит вологості повітря, тривалі періоди посухи в літню пору.

За умовами залягання набухаючі ґрунти на відміну від лесових просадних порід можуть займати не тільки покривне положення, але й розташовуватися на значній глибині від поверхні землі. Так, наприклад, набухаючі юрські глини Курської магнітної аномалії залягають на глибині більше 400 м від поверхні землі.

Потужність набухаючих ґрунтів коливається від декількох метрів до декількох десятків метрів. Макроскопічний вигляд набухаючих ґрунтів відрізняється однорідністю й масивною текстурою. Для багатьох різновидів глин, що набухають, характерні мулистість, збагачення органічним матеріалом, мікрошаруватість. У сухому стані глини дуже щільні, отверділі й при ударі молотком розпадаються на кутасті уламки.

Формування набухаючих ґрунтів тісно пов'язане з їхнім генезисом і наступними стадіями літогенезу. Незалежно від фаціально-генетичної, вікової й регіональної приналежності для набухаючих ґрунтів, характерний ряд загальних

ознак та рис. Це висока дисперсність і пластичність, монтморилоніто-гідрослюдий склад, неводостійкий характер структурних зв'язків, значні ущільненість і міцність у сухому стані, наявність тріщин просадки (шириною від 0,1 до 15 см), що розбивають товщу глин на окремі брили й ідуть на глибину до 3-5 м і більше від поверхні землі.

Найбільшим набуханням (а отже, і найбільшою небезпекою при будівництві) володіють переущільнені слабозцементовані глини, що формуються в умовах посушливого клімату в мілководних басейнах і утримуючі у своєму складі *монтморилоніт* – глинистий мінерал з рухливими кристалічними решітками. У будівельній практиці добре відомі монтморилонітові четвертинні, третинні і юрські глини, що створюють значні труднощі при їхньому освоєнні.

Кількісні показники процесу набухання – просадки визначаються в ґрунтознавчих лабораторіях на спеціальних приладах. Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-11:2009 «Методи лабораторного визначення властивостей набухання та усадки», використовуються наступні показники: відносне набухання ґрунту без навантаження й під навантаженням, тиск набухання й вологість набухання.

Відносне набухання ґрунту без навантаження (вільне набрякання) визначається за формулою:

$$\xi_{sw} = \frac{h_k - h_n}{h_k}$$

де h_k – висота зразка після набухання (кінцева) і h_n – те ж до набухання (початкова).

Ґрунти класифікуються як:

- набухаючі при $\xi_{sw} > 0,04$;
- слабонабухаючі $0,08 > \xi_{sw} > 0,04$;
- середньонабухаючі $0,12 > \xi_{sw} > 0,08$;
- сильнонабухаючі $\xi_{sw} > 0,12$.

Відносне набухання під навантаженням визначається в інтервалі тиску від 0,5 МПа до P_{sw} .

Тиск набухання P_{sw} , МПа, – тиск, що виникає в ґрунті при змочуванні, в умовах, що виключають можливість збільшення його об'єму. Величина тиску набухання може досягати значних величин. Наприклад, для третинних глин Нижнього Поволжя вона може перевищувати 0,8-1,2 МПа, що приводить до деформацій мало навантажених будівель і споруд.

Вологість набухання W_{sw} – вологість ґрунту після завершення процесу набухання й припинення поглинання рідини.

За показники усадки приймаються *відносна усадка ε_{sh}* – об'ємне або лінійне зменшення розміру зразка при випаровуванні з нього води й вологість на межі усадки W_{sh} , тобто вологість ґрунту в момент різкого зменшення усадки; відповідає мінімальній пористості ґрунту.

Будівництво на набухаючих ґрунтах. Аналіз деформацій різних будівель і споруд, а також натурні спостереження, проведені в нашій країні й за рубежом,

дозволили встановити, що набухання й усадка ґрунтів відбуваються в основному в результаті:

- техногенного змочування (витоку з водонесучих комунікацій, фільтрація води з каналів та ін.);
- сезонної зміни вологості набухаючих ґрунтів під впливом кліматичних факторів (зволоження в період з жовтня-листопада до травня-червня й висихання в літній період);
- зміна умов випаровування вологи після забудови й асфальтування території.

Деформації усадки можуть бути пов'язані також зі штучним підсушуванням ґрунтової основи – доменними печами, теплокомунікаціями та ін.

Для забезпечення надійної експлуатації будівель і споруд, зведених на набухаючих ґрунтах, застосовують комплекс різних заходів. У їх число входять: 1) водозахисні заходи для запобігання локального змочування ґрунтів основи; 2) заміна набухаючого ґрунту, місцевим ненабухаючим, ущільненим до заданої щільності; 3) застосування компенсуючих подушок, що вирівнюють нерівномірності підйому стрічкових фундаментів при локальному змочуванні основи; 4) повна або часткова прорізка набухаючого ґрунту фундаментами.

Органомінеральні й органічні ґрунти.

Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 „ґрунти. Класифікація”, до *органомінеральних ґрунтів* відносять мули, сапропелі й заторфовані ґрунти, а до *органічних* – торф.

Раніше в різних нормативних виданнях ці ґрунти звичайно відносили до „слабких” або „біогенних ґрунтів”. Незважаючи на успішне в цілому будівництво, як і раніше нерідкі випадки деформацій і навіть аварій різних будівель і споруд, зведених без належного інженерно-геологічного обґрунтування на ґрунтах цього типу.

Органомінеральні й органічні ґрунти в генетичному відношенні характеризуються спільністю зародження у водному або збитково зволоженому середовищі із протіканням складних мікробіологічних і біохімічних процесів розпаду органічних речовин і накопиченням осадів в анаеробних умовах.

До специфічних особливостей органомінеральних і органічних ґрунтів, які дозволяють вважати розглянуті ґрунти малопридатними для будівництва на них різних споруд, відносяться:

- мала міцність і значна стискальність із тривалою консолідацією при ущільненні;
- висока пористість і вологість;
- висока гідрофільність і низька водовіддача;
- схильність до розрідження при динамічних впливах;
- розкладання рослинних залишків у зоні аерації;
- наявність природного токсичного газу (метану);

- підвищена агресивність до бетонів і корозійна активність до металевих конструкцій.

Значна й нерівномірна стискальність органомінеральних і органічних ґрунтів (модуль деформації звичайно не перевищує 5 МПа) може призводити до значних осідань будівель і споруд (в окремих випадках до 1,0-2,0 м) і до їхніх аварій.

Нижче приводиться інженерно-геологічна характеристика найголовніших видів органомінеральних і органічних ґрунтів.

Мули – водонасичені глинисті осади морських і прісноводних водойм, що утворилися при участі мікробіологічних процесів. Залежно від їхнього походження розрізняють мули морські, лиманні, болотні, озерні й річкові. Відмінні риси мулів: висока вологість, що перевищує вологість на границі текучості, тобто $W > W_L$, коефіцієнт пористості $e > 0,9$, наявність органічної речовини у вигляді гумусу (до 10%), гнильний запах, темний колір та ін.

Мул – початкова стадія формування глинистої осадової породи. У процесі перетворення в міру занурення в товщу земної кори мули перетворюються в пластичні й потім ущільнені глини.

Вологість мулів коливається від 50 до 120%, підвищуючись іноді до 200%, коефіцієнт пористості від 0,9 до 2,0 і більше, вміст часток $< 0,01$ мм становить 30-50% по масі, а вміст часток $> 0,25$ мм не перевищує 5%. Міцність мулів гранично низька.

Для мулів характерні тиксотропні перетворення, тобто після механічного впливу структурні зв'язки в ґрунтах руйнуються, однак із часом вони можуть відновлюватися.

Сапропель – прісноводний озерний мул зі значним вмістом органічної речовини. Залежно від його вмісту розрізняють сапропелі органічні ($> 70\%$), мінерально-органічні (50-70%), органомінеральні (30-50%) і мінеральні (10-30%). За складом сапропелі бувають вапнякові, кремнеземисті й детритові. Для сапропелів характерно перешарування органічного матеріалу з піском і глиною. Вміст часток розміром більше 0,25 мм становить від 20 до 30%.

Потужність сапропелів у сучасних озерах може досягати 8-10 м, іноді до 30-40 м.

Як правило, сапропелі мають коефіцієнт пористості $e > 3$, для них характерні текуча консистенція й здатність до розрідження при динамічному впливі. Стискальність дуже висока, найбільше стиск відзначається на початкових стадіях навантаження.

Торф – порода темно-бурого і чорного кольору з вмістом органічної речовини більше 50%. Утворюється при відмиранні й розкладанні болотної рослинності, яка, падаючи на дно водойми, при недостатці кисню не згниває, а поступово накопичується. Коли потужність торфу досягає 0,5 м і більше, територію відносять до торфовищ.

Пористість торфів дуже висока й досягає 90...95 %. Щільність часток ґрунту $\rho_s = 1,4...1,8$ г/см³, щільність сухого ґрунту $\rho_d = 0,2...0,4$ г/см³, тому в сухому стані торф може плавати у воді. При висиханні торф дає значну усадку

(40 – 50%). Показники стискальності торфу в десятки й сотні разів вище, ніж у звичайних глинистих ґрунтів.

Заторфовані органомінеральні ґрунти – піщані й пилувато-глинисті ґрунти з вмістом органічної речовини від 10 до 50%.

Будівництво на органомінеральних і органічних ґрунтах. Останнім часом, у зв'язку з гострою нестачею придатних для будівництва земель, коло використання цих у принципі малопродатних ґрунтів, розширилося.

Органомінеральні й органічні ґрунти можуть використовуватися як основи споруд, як правило, тільки після інженерної підготовки, що може здійснюватися двома способами:

- попереднього осушення відкритими канавами або дренами, що дозволяє за 6 – 12 місяців ущільнити основу на 20 – 25%;
- попереднього ущільнення органічних і інших ґрунтів привантаженням шару мінерального ґрунту для прискорення процесу консолідації основи.

Після інженерної підготовки території, складеної органомінеральними й органічними ґрунтами, при будівництві на них різних будівель і споруд використовують:

- прорізку (повну або часткову) органомінеральних і органічних ґрунтів глибокими фундаментами, у тому числі пальовими. Так, наприклад, добре відомий досвід безаварійної експлуатації багатьох унікальних будівель і споруд (Ісакієвський собор у Санкт-Петербурзі), зведених на органомінеральних ґрунтах за допомогою глибоких пальових фундаментів;
- повне виторфовування із заміною вилученого ґрунту мінеральними ґрунтами (піском, гравієм, щебнем й т.д.);
- закріплення мулів методами технічної меліорації.

У ряді випадків (при великій потужності органомінеральних ґрунтів) застосовують збірно-монолітні стрічкові фундаменти або суцільну монолітну плиту з підсипанням піщаного шару потужністю 2-3 м.

2.4. Засолені, елювіальні, техногенні ґрунти.

Засолені ґрунти.

До *засолених* відносять дисперсні ґрунти пустельних і напівпустельних, рідше степових районів з підвищеним вмістом водорозчинних мінеральних солей (хлоридів, сульфатів, карбонатів і ін.).

Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96 мінімальний вміст водорозчинних солей (в % від ваги повітряно-сухого ґрунту) у засолених ґрунтах повинен становити в пісках – 3%, супісках – 5, у суглинках і глинах – 10 і у великоуламкових породах від 3 до 10%.

Основна специфічна особливість засолених ґрунтів – розвиток у них суфозійної усадки, що виникає в результаті вилуговування з них солей при тривалій фільтрації води. Наслідком суфозійної усадки є значні й нерівномірні деформації ґрунтових основ різних будівель і споруд. За рахунок вилуговування

й розчинення солей значно підвищуються агресивність підземних вод до бетону й корозійна активність ґрунтів до підземних металевих конструкцій.

Засолення ґрунтів обумовлене впливом кліматичних, геолого-гідрогеологічних, геоморфологічних та інших факторів. Певне значення має еоловий перенос солей. У сучасний період зростає вплив господарської діяльності людини (вторинне засолення на зрошуваних площах та ін.).

Засолення ґрунтів може мати первинний морський характер, тобто ґрунти відклалися в засолених морських басейнах і містять солі цих басейнів; і вторинний – засолення відбувається в результаті вертикальної міграції солей з підземних вод підвищеної солоності. Потужність засолених ґрунтів морського походження може досягати 10-15 м і більше (узбережжя Чорного й Азовського морів).

У засолених ґрунтах солі перебувають як у твердому стані у вигляді окремих великих кристалів, друз (скупчень), тонкодисперсних кристалів, так і в порових водах. Міняється колір порід, з'являються сольові кірки, плями й нальоти солей, у тому числі на площинах тріщин.

Основними типами засолених глинистих ґрунтів є солончаки, солонці, такири та ін.

Солончаки відрізняються підвищеним вмістом легкорозчинних натрієвих солей й формуються на негативних формах рельєфу – низовинах, заплавах, дельтах, берегах солоних озер і лиманів і т.д. Солончаки бувають: 1) коркові, покриті з поверхні сольовою кіркою; 2) пухкі з наявністю пухких солей типу $\text{Na}_2\text{SO}_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$ і 3) мокрі, адсорбуючі пари води з повітря. Для всіх видів солончаків характерне близьке залягання ґрунтових вод (1 – 3 м).

Солонці (лучні або степові) залягають на більш підвищених ділянках рельєфу, ніж солончаки. Як і всі інші види засолених ґрунтів, у сухому стані відрізняються значною твердістю, а при зволоженні розмокають, набухають, стають пластичними й липкими. У глинистій фракції солонців переважають обмінні катіони натрію, тому розмоклий солонець просихає дуже повільно.

Такири – ділянки із засоленими глинистими ґрунтами в пустельних зонах, з винятково гладкою поверхнею, позбавлені рослинності й розбиті тріщинами усадки на невеликі полігональні виокремлення. У суху пору року такирні ґрунти дуже тверді, але після зволоження стають важкими й липкими, що досить утрудняє проїзд транспорту.

Будівництво на засолених ґрунтах без врахування їх специфічних особливостей (ступеня засоленості й вилуговування, складу водорозчинних солей, сольового й вологого режиму й т.ін.) приводить до розвитку нерівномірної суфозійної усадки й корозії будівельних конструкцій.

Для запобігання або усунення можливих деформацій при будівництві на засолених ґрунтах різних об'єктів застосовують наступні заходи:

- припинення або сповільнення руху фільтраційних потоків (глинисті, бітумні, цементні водонепроникні завіси);
- прорізку товщі засолених ґрунтів пальовими й іншими фундаментами, з установкою їх на незасолені ґрунти;

- часткове або повне зрізання засолених ґрунтів і влаштування подушок з піску й суглинку;
- хімічне закріплення (особливо для загіпсованих пісків та супісків).

У перелік вимог, пропонованих до будівництва будівель і споруд на засолених ґрунтах, входить застосування водозахисних і конструктивних заходів. Особливу увагу варто приділяти антикорозійним заходам для захисту підземних будівельних конструкцій від агресивної дії підземних вод і корозійної активності засолених ґрунтів.

Елювіальні ґрунти.

До елювіальних ґрунтів відносять продукти вивітрювання скельних порід, які утворилися за рахунок розтріскування, розуцільнення, розламування, здрибнювання вихідних порід і залишилися на місці свого утворення.

Елювіальні ґрунти мають потужність від декількох до десятків метрів. Залягають вони звичайно на низьких і плоских вододілах, на пологих схилах і в долинах рік і представлені глинистими й пухкими незв'язними породами (пісками, щебнем), а також перехідними різновидами – піщано-щебенистими, дресв'яно-щебенистими та ін.

Елювіальні ґрунти відрізняються складною будовою, значною розмаїтістю й просторовою мінливістю. Їхня нижня границя нерівна й, у зв'язку з різною активністю агентів вивітрювання, може утворювати своєрідні кишені в нижчележачій товщі порід.

Найважливішими специфічними особливостями елювіальних ґрунтів є:

- значна неоднорідність по глибині й у плані через наявність ґрунтів з різким розходженням міцнісних і деформаційних характеристик;
- схильність до зниження міцності під час їх перетворення у відкритих котлованах;
- можливість переходу в пливунний стан у період влаштування котлованів і фундаментів;
- можливість розвитку просадних властивостей в елювіальних пиловатих пісках з коефіцієнтом пористості $e > 0,6$ і ступенем вологості $S_r < 0,7$.

З інших особливостей елювіальних ґрунтів можна відзначити наступні: схильність до набухання й морозного здимання, виникнення кислого середовища, що негативно впливає на бетонні й металеві частини споруд, можливість розвитку фізичної й хімічної суфозії та ін.

Інженерно-геологічна оцінка елювіальних ґрунтів ґрунтується на виділенні в них зон з різним складом, станом і властивостями, отриманні узагальнених характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів для кожного інженерно-геологічного елемента, прогнозі швидкості й інтенсивності процесів вивітрювання при розкритті їхніми будівельними котлованами, виїмками й ін.

Будівництво на елювіальних ґрунтах. Для запобігання вивітрювання або поліпшення властивостей уже вивітрених порід передбачають:

- улаштування ущільнених ґрунтових розподільних подушок з піску, гравію, щебню і інших порід, зокрема при нерівній поверхні скельних ґрунтів;
- повну або часткову заміну „кишень” і „гнізд” вивітрювання піщаним або великоуламковим ґрунтом з наступним ущільненням;
- закріплення, тобто штучне поліпшення властивостей вивітреного ґрунту шляхом його цементації, глинизації, бітумізації й іншими способами;
- застосування фундаментів глибокого закладення, тобто прорізка всієї товщі елювіальних ґрунтів з опорою на монолітні невивітрені породи;
- планування будівельної території й відвід атмосферних вод, а також покриття ґрунтів водонепроникними матеріалами (цементом та ін.).

Не слід допускати перерв у улаштуванні основ і зведенні фундаментів, тому що при багаторазовому зволоженні-висиханні, промерзанні-відтаванні елювіальний ґрунт перетворюється в жорстку й щебінку, які легко розмокають у воді. Щоб уберегти дно будівельного котловану від руйнування процесами вивітрювання, варто не доводити його до проектно́ї відмітки, для того щоб шар, що залишився (0,3-0,4 м) зняти перед початком зведення фундаменту.

Техногенні ґрунти.

Відповідно до ДСТУ Б В.2.1-2-96, *техногенні ґрунти* – це *природні ґрунти*, змінені й переміщені в результаті виробничої й господарської діяльності людини, і *антропогенні утворення*. Під *антропогенними утвореннями* розуміють тверді відходи виробничої й господарсько-побутової діяльності людини, у результаті якої відбулася корінна зміна складу, структури й текстури природної мінеральної або органічної сировини.

Техногенні ґрунти використовують як основи будівель і споруд або середовище для розміщення в них міських комунікаційних мереж і інших споруд, але головним чином як матеріал для відсіпання насипів, дамб, земляних гребель і т.д. Об'єм техногенних ґрунтів у світі досить значний і продовжує безупинно збільшуватися, особливо на територіях великих мегаполісів і в районах гірничодобувної промисловості.

Поняття „техногенні ґрунти” поєднує досить різноманітні за походженням, складом, будовою й властивостями ґрунти. Серед найважливіших специфічних особливостей техногенних ґрунтів, що негативно впливають на їхню інженерно-геологічну оцінку, відзначимо наступні:

- значну неоднорідність за складом й нерівномірну стискальність;
- можливість самоущільнення від власної ваги, особливо при вібраційних впливах;
- підвищений вміст органічної речовини в смітниках і побутових відходах і у зв'язку із цим можливість утворення токсичних газів (метану й ін.);
- схильність до самозаймання пустої породи, що утвориться при розробці вугілля;
- розпад, розкладання й інші фізико-хімічні перетворення (для шлаків, зол і шламів).

Класифікація техногенних ґрунтів. У цей час до техногенних ґрунтів відносять: 1) природні ґрунти, змінені в умовах природного залягання; 2) природні ґрунти, переміщені з місць природного залягання в процесі будівельної або іншої виробничої діяльності; 3) антропогенні утворення.

Природні ґрунти, змінені в умовах природного залягання. Цей тип техногенних ґрунтів створюють цілеспрямовано відповідно до запитів будівництва за допомогою різних фізичних і фізико-хімічних впливів. До фізичних впливів відноситься ущільнення котками, важкими трамбуваннями, вібрацією й т.д. За допомогою цих робіт підвищують міцність природних ґрунтів, знижується їхня стискальність і водопроникність.

До фізико-хімічних впливів відносяться досить широко використовувані в будівництві цементація, силікатизація, бітумізація, глинизація, випалювання та інші методи. Всі вони сприяють закріпленню ґрунтів як дисперсних, так і скельних і поліпшенню їхніх властивостей. Природні ґрунти, ущільнені або закріплені зазначеними вище методами технічної меліорації, називають ще поліпшеними.

Природні ґрунти, переміщені з місць природного залягання. До цього типу відносять ґрунти, переміщені за допомогою транспортних засобів, вибуху (насипні ґрунти) або за допомогою засобів гідромеханізації (намівні ґрунти).

Насипні ґрунти за технологією свого утворення поділяються на планомірно й непланомірно відсипані.

До першого відносять насипи, зведені по спеціальному проекті з однорідних ґрунтів з ущільненням до заданої проектом щільності. До другого відносять відвали й смітники різного виду ґрунтів, отримані при розробці кар'єрів і підземних виробок, зрізанню площ при плануванні, у процесі розкривних робіт і т.д.

За ступенем ущільнення від власної ваги розрізняють насипні ґрунти злежані (процес самоущільнення закінчився) і незлежані (процес самоущільнення триває).

Намівні ґрунти створюють за допомогою засобів гідромеханізації при будівництві в заплавах великих рік, на узбережжях морських заток і ін. Для наміву звичайно використовуються піски. Міцнісні й деформаційні характеристики встановлюють із урахуванням часу, що пройшов після закінчення наміву. На намівних ґрунтах споруджують великі стадіони й інші споруди, ведуть житлове будівництво.

Антропогенні утворення підрозділяються на промислові й побутові відходи.

Промислові відходи утворюються в результаті термічної й хімічної обробки природних утворень (золи, золошлаки, шлаки, шлами й ін.). Вміст органічних речовин у них звичайно не перевищує 5%.

Побутові відходи представлені звичайно у вигляді смітників, які формуються в результаті неорганізованого відсипання відходів без ущільнення й ізоляції. Як правило, смітники характеризуються підвищеним вмістом органічних речовин. Тому при інженерно-геологічній оцінці побутових відходів, крім визначення їхнього генезису й потужності, ступеня завершеності процесів

самоуцільнення, показників складу й властивостей, варто визначати вміст і стан органічних речовин. Це необхідно у зв'язку з можливим нагромадженням у ґрунтах метану, що утвориться внаслідок анаеробного розкладання органічних речовин.

Крім смітників серед антропогенних побутових відходів виділяють культурні шари, тобто товщі гірських порід із залишками культурно-господарської діяльності людини. Поширені вони на територіях міст і великих селищ і мають потужність від 0,1...0,5 до 20...30 і більше метрів. Відмінна риса культурного шару – наявність у його складі битої цегли, керамічної плитки, органічних включень, золи й іншого господарського й будівельного сміття, накопиченого протягом багатьох років, десятиліть і століть.

Культурний шар досить неоднорідний по складу й властивостям, і якщо древні його нагромадження вже ущільнилися й досить міцні, то сучасний культурний шар при використанні його як основи вимагає ущільнення й закріплення його методами технічної меліорації.

Будівництво на техногенних ґрунтах. Для улаштування основ різних споруд, дорожніх насипів, земляних гребель, дамб і ін. техногенні ґрунти, як ми вже відзначали вище, мають достатньо широке застосування. Однак всі роботи з їхнього використання в будівництві, зокрема при відсипанні або наміванні, повинні здійснюватися при належному геотехнічному контролі.

Техногенний ґрунт повинен оцінюватися за основними показниками фізико-механічних властивостей, ступеня однорідності, величині самоуцільнення, вмісту органічних речовин і т.д. Відомі численні приклади неприпустимих деформацій будівель і споруд, зведених на техногенних ґрунтах, втрати стійкості дорожніх насипів і т.д.

При недостатній несучій здатності техногенних ґрунтів їх варто ущільнювати за допомогою котків, важких трамбувань, вібраційних машин, а також ґрунтовими палями, енергією вибуху, гідровіброущільнювачами (глибинне ущільнення).

2.5. Технічна меліорація ґрунтів.

Одним з розділів ґрунтознавстві є технічна меліорація ґрунтів. Цей розділ займається теоретичною й експериментальною розробкою методів штучного поліпшення властивостей ґрунтів відповідно до запитів різних видів будівництва. Меліорувати ґрунти – значить поліпшувати їхні несприятливі властивості. Поліпшення властивостей ґрунтів досягається механічним ущільненням, введенням цементуючих і в'язких речовин, осушенням, заморожуванням, випалюванням і іншими способами.

У цей час методи штучного поліпшення властивостей ґрунтів широко застосовують для посилення основ різних споруд, зменшення водопритоку до гірських виробок, збільшення стійкості зсувних схилів, укосів штучних виїмок, створення протифільтраційних завес і т.д.

Роботи з технічної меліорації (поліпшення) властивостей ґрунтів здійснюють по спеціальних проектах, розробка яких виробляється на основі детальних інженерно-геологічних досліджень.

В завдання інженерно-геологічних досліджень входить отримання достовірних відомостей про геологічну будову й гідрогеологічні умови ділянки робіт, склад, стан й властивості ґрунтів (вологість, щільність, пластичність, гранулометричний склад, ступінь водопроникності, межа міцності на одноосовий стиск і ступінь вивітрюваності й тріщинуватості – для скельних ґрунтів).

Відповідно до сучасних уявлень, технічна меліорація ґрунтів поділяється на фізико-механічну й фізико-хімічну.

Фізико-механічна меліорація ґрунтів.

До цього виду меліорації відносять методи механічного ущільнення й попереднього змочування ґрунтів, методи дренажу й консолідації, а також армування ґрунтів.

Механічне ущільнення. У будівельній практиці дисперсні ґрунти досить часто ущільнюють механічним впливом, тобто тиском, ударом і вібрацією. Розрізняють поверхнєве й глибинне ущільнення.

Поверхнєве механічне ущільнення дисперсних ґрунтів (зв'язних і незв'язних) здійснюється за допомогою багаторазової проходки котків, скидання важких трамбів, віброущільнення, сейсмоущільнення та інших способів. При цих зовнішніх впливах змінюються структурно-текстурні особливості ґрунтів, зменшується їхня пористість, вологість, поліпшуються міцнісні й деформаційні характеристики.

Глибинне механічне ущільнення застосовують при необхідності ущільнення ґрунтів на більшу глибину ніж при поверхневому ущільненні. Цей метод ущільнення застосовують як для піщаних незв'язних ґрунтів, так і для зв'язних глинистих і органомінеральних ґрунтів.

При глибинному ущільненні піщаних ґрунтів динамічним впливом ущільнюючий снаряд (вібратор) послідовно занурюють на глибину до 15 м і більше. За допомогою спеціального генератора вібратор приводиться в дію. Такий метод називають глибинним віброущільненням.

Для глибинного ущільнення пилюватих пісків і просадних лесових ґрунтів використовують енергію вибуху (сейсмічне ущільнення) у сполученні із замочуванням.

Мули, водонасичені стрічкові глини, заторфовані й інші сильностискальні ґрунти ущільнюють за допомогою гравітаційного дренажу.

Широко використовуються також методи геостатичного ущільнення (консолідації) водонасичених сильностискальних ґрунтів різними привантаженнями й електроосмотичне осушення для збільшення несучої здатності основ фундаментів.

Армування ґрунтів – це геотехнологія, основою якої є сполучення ґрунтів з армуючими елементами (сітки, георешітки, плівки, натуральні й

синтетичні волокна й тканини, металеві смуги й ін.). Армування дозволяє підвищити міцність і несучу здатність ґрунтових мас.

В теперішній час армування ґрунтів широко використовується в промислово-цивільному, транспортному, гідротехнічному й іншому видах будівництва. Армування ґрунтів і ґрунтових мас ефективно при відсипанні насипів, гребель, дамб, зведенні підпірних стін, протиерозійному захисту мостових підвалів, зміцненні укосів, протизсувному захисті та ін.

Фізико-хімічна меліорація ґрунтів.

На відміну від фізико-механічної меліорації ґрунтів фізико-хімічна меліорація заснована на впливі на ґрунти не тільки фізичних засобів, але й хімічно активних речовин. Розрізняють поверхневі й глибинні методи фізико-хімічної меліорації ґрунтів.

Поверхневі методи зміцнення й поліпшення стану й властивостей ґрунтів здійснюються з використанням мінеральних в'язких матеріалів (цементу, вапна, мелених гранульованих шлаків, шламу та ін.) і органічних в'язких матеріалів (бітумів, синтетичних і природних смол, рідкого кам'яновугільного дьогтю та ін.).

Технологія обробки ґрунтів на поверхні для поліпшення їхнього стану й властивостей включає ряд послідовних операцій:

1. роздрібнення ґрунтових агрегатів до порошкоподібної маси;
2. розподіл в'язкого матеріалу з точним дотриманням необхідної добавки цементу, вапна або інших речовин;
3. рівномірне зволоження ґрунту за допомогою поливальних машин до необхідної (оптимальної) вологості;
4. ущільнення підготовленої ґрунтової суміші до найбільшої щільності.

Методи поверхневої обробки ґрунтів представляють найбільший практичний інтерес при будівництві автомобільних, залізниць і аеродромів.

Глибинні методи закріплення ґрунтів – це штучне поліпшення їхніх властивостей шляхом нагнітання (ін'єкції) в'язких матеріалів і хімічних розчинів, пропущення через ґрунт постійного електричного струму, термічного випалювання, заморожування та ін.

При використанні цих методів міцність контактів між окремими частками ґрунту або агрегатами збільшується за рахунок склеювання хімічними речовинами, спікання, зневоднювання, утворення льодових контактів і т.д.

До найпоширеніших ін'єкційних способів закріплення ґрунтів відносять силікатизацію, цементацію, глинизацію й смолизацію.

Силікатизація здійснюється шляхом нагнітання в закріплювальний ґрунт неорганічних в'язких розчинів – силікату натрію (рідке скло) і коагулятора (хлористого кальцію), при взаємодії яких утвориться гель кремнієвої кислоти – цементуюча речовина.

Цементация – нагнітання в закріплювальний ґрунт цементного розчину (чистого або зі спеціальними добавками) через спеціальні

свердловини-ін'єктори. Метод застосовується в тріщинуватих скельних ґрунтах для заповнення карстових пустот, а також в інших випадках у вигляді різних модифікацій (цементно-ґрунтові розчини й ін.).

Глинизація дає найкращі результати при тампонуванні тріщинуватих і закарстованих порід. Метод полягає в нагнітанні через спеціальні свердловини-ін'єктори глинистих суспензій (розчинів). У порівнянні із цементациєю даний метод більше економічний, навіть при застосуванні висококонцентрованих глинистих розчинів із щільністю 1,4 – 1,5 г/см³. Матеріалом для глинизації служать суглинки й глини.

Смолизація ґрунту полягає в нагнітанні в свердловини-ін'єктори органічних в'язких – карбамідних і інших синтетичних смол, які при затвердінні утворюють міцний каркас. За допомогою смолизації можливе закріплення дрібних і пилюватих пісків з будь-яким ступенем вологості.

До інших методів закріплення ґрунтів органічними в'язкими крім смолизації відноситься бітумізація, заснована на введенні в ґрунт розплавленого бітуму.

У будівельній практиці для зміцнення ґрунтів використовують також методи впливу на них різних фізичних полів: високих температур (термічне випалювання), постійного електричного струму (електрохімічне осушення), негативних температур (заморожування) і ін.

З екологічних позицій важливо підкреслити, що, згідно будівельних норм і правил, спосіб закріплення й рецептура розчинів повинні забезпечувати не тільки розрахункові фізико-механічні характеристики закріпленого ґрунту, але й задовольняти вимоги з охорони навколишнього середовища. Найбільшу небезпеку, пов'язану з токсичністю забруднюючих речовин, представляють залуження (ін'єкція в ґрунт лугу), деякі модифікації способів смолизації й силікатизації й, у меншій мірі, термічне випалювання.

3. ФІЗИКО-МЕХАНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ҐРУНТІВ

3.1. Стисливість ґрунтів при статичних та динамічних навантаженнях

Стисливість – властивість ґрунтів змінювати свою будову та об'єм під дією зовнішніх факторів (навантаження, висихання, коагуляції колоїдів) на більш щільні за рахунок зменшення об'єму пор ґрунту. Зменшення об'єму пор ґрунту відбувається внаслідок місцевих зсувів і поворотів часток, повзучості скелету ґрунту і міцно зв'язаної води, видавлювання вільної води з пор, стискання включень газу, мінливості товщини водно-колоїдних оболонок мінеральних часток, перегрупування більш мілких часток в пори ґрунту. Стисливість мінеральних часток, як правило, на порядок менша ніж зменшення об'єму пор і не приймається до уваги.

Характеристиками стисливості є:

коефіцієнт стисливості m_0 Мпа⁻¹;

коефіцієнт відносної стисливості m_v , Мпа⁻¹;

модуль загальної деформації E_0 , МПа;
структурна міцність ґрунту $P_{стр}$, МПа.

Для інженерної оцінки стисливості ґрунту при статичному навантаженні використовують лабораторні дослідження в компресійному приладі, що являє собою жорстке кільце з розміщеним в ньому зразком ґрунту (рис 3.1.а). Жорстке кільце не дозволяє ґрунту деформуватися в горизонтальному напрямі. Зразок ґрунту навантажують ступінчасто-збільшуючимся до певного значення тиску навантаженням P_i . Після цього зразок ґрунту розвантажують ступінчасто-зменшуючи навантаженням P_i . В ході досліду на кожному ступені навантаження (розвантаження) після умовної стабілізації деформацій зразка ґрунту вимірюють його вертикальні деформації Δh_i (рис. 3.1.б). Для кожного ступеня навантаження (розвантаження) обчислюють значення коефіцієнта пористості за формулою:

$$e_i = e_0 - \frac{\Delta h_i}{h} \cdot (1 + e_0)$$

де e_0 – початковий коефіцієнт пористості;

h – висота зразка, мм;

Δh_i – повне осідання зразка ґрунту при i -му ступеню навантаження (розвантаження) мм.

За результатами компресійних досліджень будують компресійну криву (рис. 3.1 в) – графік залежності коефіцієнта пористості від зовнішнього тиску $e=f(p)$, який апроксимується напівлогарифмічною кривою:

$$e_i = e_0 - C_c \cdot \ln \left(\frac{P_i}{P_0} \right)$$

За апроксимаційною напівлогарифмічною кривою закон ущільнення (компресійного ущільнення) ґрунту в загальному випадку матиме вигляд:

$$de = -C_c \frac{P_0}{p} \cdot dp,$$

де C_c – коефіцієнт компресії;

P_0 – початковий тиск, що дорівнює 0,1 МПа;

P_i – тиск на зразок для i -го ступеня навантаження;

В інженерній практиці компресійну криву в невеликому інтервалі тиску p_1 - p_2 апроксимують прямою лінією (рис 3.1 в):

$$e_i = e_0 - m_0 \cdot p_i.$$

Закон ущільнення (компресійного ущільнення) в невеликому інтервалі тиску p_1 - p_2 при цьому матиме вигляд:

$$de = -m_0 \cdot dp,$$

де m_0 – коефіцієнт стисливості ґрунту.

Коефіцієнт стисливості це відношення зміни коефіцієнта пористості до різниці тисків. Значення коефіцієнта стисливості визначається за формулою:

$$m_0 = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1},$$

де e_1 та e_2 – коефіцієнти пористості зразка при тиску p_1 та p_2 відповідно.

Коефіцієнтом відносної стисливості називається відносна деформація, що припадає на одиницю тиску. Визначається за формулою:

$$m_v = \frac{\Delta h_i}{h \cdot p_i} = \frac{m_0}{(1 + e_0)},$$

де Δh_i – деформація (осідання) зразка ґрунту при зміні тиску від 0 до p_1 по компресійній кривій, мм;

h – первинна висота зразка ґрунту, мм;

e_0 – початкове значення коефіцієнта пористості.

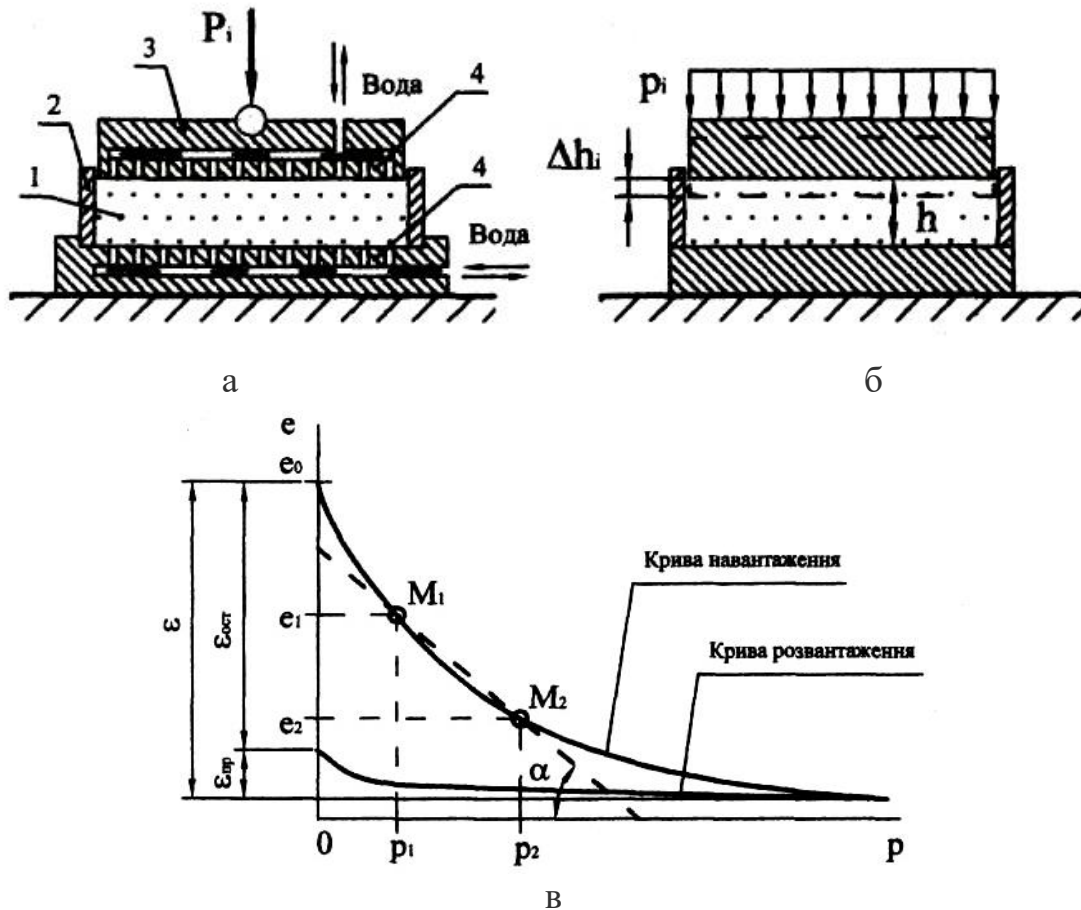


Рис. 3.1. Компресійні випробування ґрунту: а – схема компресійного приладу; б – схема компресійних випробувань; в – компресійна крива;
1 – ґрунт; 2 – кільце; 3 – штамп; 4 – фільтр.

Повна вертикальна деформація ε зразка ґрунту на i -му ступені навантаження (розвантаження) в компресійному приладі складається з пружних деформацій $\varepsilon_{пр}$ скелета ґрунту (часток і структурних зв'язків) та залишкових деформацій $\varepsilon_{зал}$ за рахунок зменшення об'єму пор (рис. 3.1):

$$\varepsilon = \varepsilon_{np} + \varepsilon_{зал}.$$

При осіданні ґрунтового масиву під навантаженням навіть при наявності пружних та остаточних деформацій ґрунту має місце лінійна залежність між напруженнями та деформаціями в певному інтервалі тиску. Для оцінки осідання основ фундаментів використовують деформаційну характеристику ґрунту – модуль деформації E , що встановлює лінійну залежність між напруженнями і деформаціями в інтервалі тиску від нуля до R (розрахункового опору ґрунту під подошвою фундаменту) та враховує при цьому пружні та остаточні деформації скелета ґрунту під навантаженням. Ґрунти основи при цьому розглядають як лінійно-деформоване тіло. За теорією пружності вертикальне осідання поверхні шару ґрунту товщиною h при рівномірно розподіленому навантаженні p (рис. 3.2) становитиме:

$$s = \frac{p \cdot h}{E}.$$

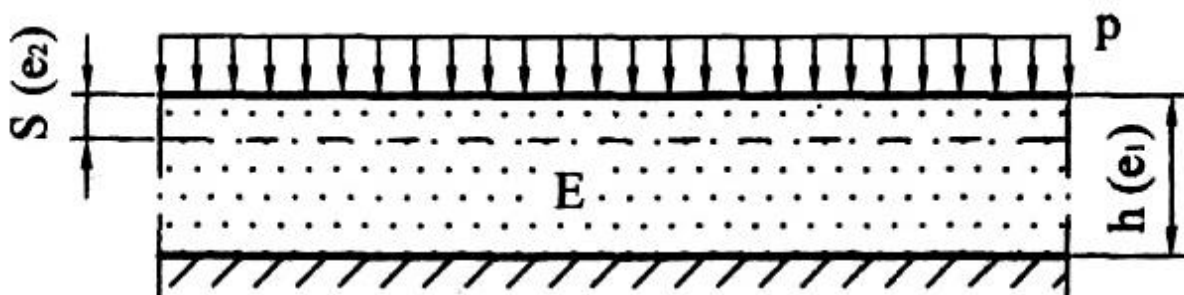


Рис. 3.2. Розрахункова схема осідання поверхні шару ґрунту при рівномірно розподіленому навантаженні (задача одномірного ущільнення шару ґрунту під навантаженням).

Для розглянутої розрахункової схеми зв'язок між осіданням s поверхні шару ґрунту під навантаженням p та відповідним зменшенням пористості шару ґрунту має вигляд:

$$s = h \cdot \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

де e_1 , та e_2 – відповідно коефіцієнти пористості ґрунту до та після осідання поверхні ґрунту.

Схема компресійних випробувань ґрунту повністю відповідає розрахунковій схемі осідання поверхні ґрунтового масиву під навантаженням. Враховуючи вище приведені залежності, а також наявність горизонтальних деформацій ґрунту під подошвою фундаменту модуль деформації ґрунту E за результатами компресійних випробувань обчислюють в інтервалі тиску p_1 - p_2 за формулою:

$$E = \beta \cdot \frac{p_2 - p_1}{e_1 - e_2} \cdot (1 + e_0),$$

де e_0 – початковий коефіцієнт пористості зразка ґрунту,

e_1 та e_2 – коефіцієнт пористості зразка ґрунту за компресійною кривою при тиску $p_1=0,1$ МПа та $p_2=0,2$ МПа відповідно,

β – коефіцієнт, що враховує наявність бічних деформацій ґрунтового масиву.

Значення β для пилюватих та мілких пісків становить 0,8; супісків – 0,7; суглинків – 0,5; глин – 0,40.

В лабораторних умовах оцінку стисливості ґрунту в складному напружено-деформованому стані виконують за допомогою стабілометрів та приладів тривісного стиску.

Як правило, при статичному навантаженні стисливість пісків та великоуламкових ґрунтів менша, ніж глинистих ґрунтів.

Стисливість ґрунтів при динамічних навантаженнях. Для оцінки властивостей ґрунту при динамічних навантаженнях в лабораторних умовах використовують вібраційні та віброударні столи, стенди, сейсмічні платформи, маятникові копри, падаючі вантажі.

Загалом стисливість ґрунтів при динамічних навантаженнях відбувається за рахунок пружних деформацій скелета ґрунту та циклічного зменшення об'єму пор, і залежить від виду та швидкості навантаження (імпульс, удар, вібрація, комбіноване навантаження), в'язких властивостей фаз ґрунту, співвідношення між статичною та динамічною складовими, фаз ґрунту між собою.

Одиночне імпульсне навантаження. При швидкості одиночного імпульсного навантаження більшій, ніж швидкість розвитку остаточних деформацій, стисливість ґрунту зумовлена тільки пружними деформаціями скелета ґрунту. При зменшенні швидкості одиночного імпульсного навантаження стисливість ґрунту зумовлена пружними деформаціями скелета ґрунту та зменшенням об'єму пор як при ударному навантаженні (рис. 3.3.а).

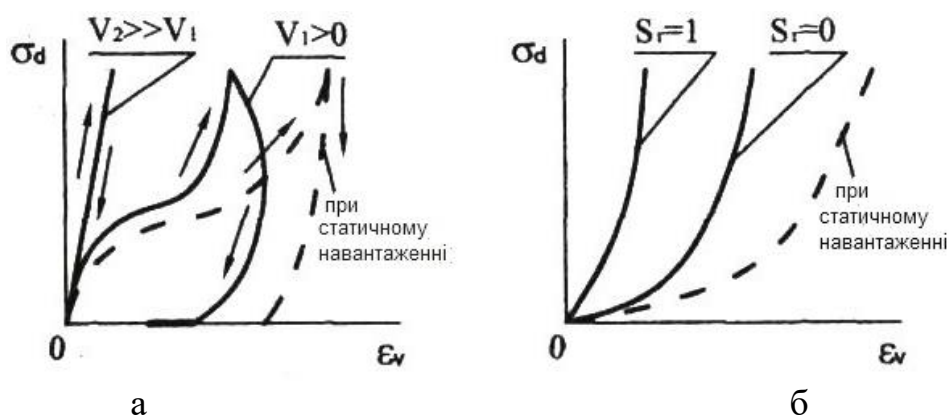


Рис. 3.3. Стисливість ґрунту при одиночному імпульсному навантаженні: а – вплив швидкості прикладання навантаження; б – вплив ступеню насичення ґрунту водою.

Суттєво впливає на процес динамічного деформування ґрунтів ступінь водонасичення ґрунтів та наявність повітря, защемленого в порах ґрунту та (або) розчиненого у воді в порах (рис. 3.3.б). При повному водонасиченні

динамічні деформації незначні та зумовлені динамічною стисливістю води. Навіть незначна кількість защемленого повітря в порах або розчиненого повітря у воді в порах значно збільшує стисливість насичених водою ґрунтів.

Вібраційне навантаження. При вібраційному навантаженні стисливість ґрунту зумовлена руйнуванням зв'язків між частками та циклічним зменшенням об'єму пор, що залежить від величини статичного привантаження та прискорення коливань:

$$\eta = A \cdot \omega^2,$$

де A – амплітуда коливань;

ω – частота коливань.

Між коефіцієнтом пористості та прискоренням коливань існує залежність, що подібна компресійній залежності і називається віброкомпресійною кривою (рис. 3.4).

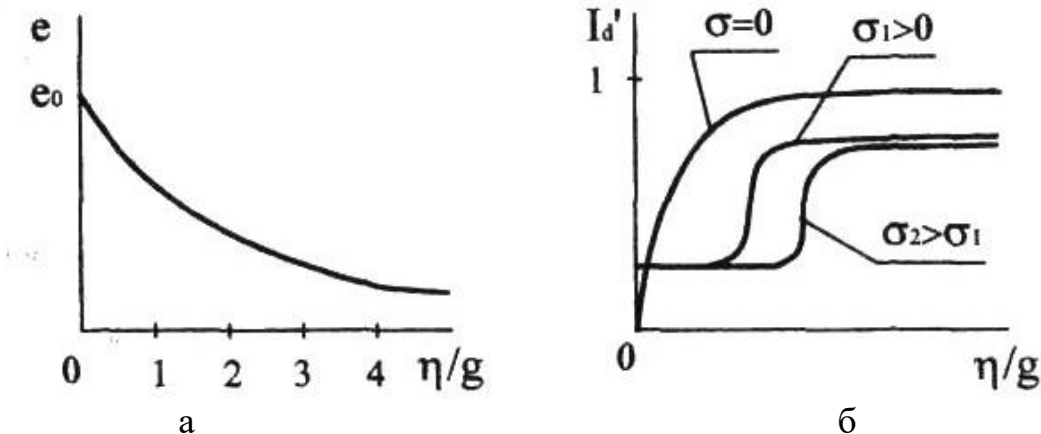


Рис. 3.4. Стисливість ґрунтів при вібраційному навантаженні:
а – віброкомпресійна крива; б – віброущільнення пісків при статичному навантаженні.

Руйнування структури та ущільнення ґрунту при вібраційному навантаженні має місце при виконанні умови:

$$\begin{cases} \eta \geq \eta_{cr} \\ I_D < I_D' \end{cases},$$

де η – фактичне прискорення вібраційного навантаження,

η_{cr} – критичне прискорення – найменше значення прискорення, при якому має місце віброущільнення ґрунту при заданому рівні статичного привантаження σ ;

I_D – початковий ступінь ущільнення ґрунту в умовах природного або штучного залягання (див. табл. 3.1);

I_D' – найбільше значення ступеня ущільнення ґрунту вібраційним навантаженням при $\eta \geq \eta_{cr}$ та заданому рівні статичного привантаження σ .

Різновиди пісків за ступенем ущільнення

Різновид пісків	Ступінь щільності I_D , д.о.
Слабоущільнений	0...0,33
Середньоущільнений	0,33...0,66
Сильноущільнений	0,66...1

Значення критичного прискорення η_{cr} збільшується при зменшенні значення початкового коефіцієнта пористості e_0 ґрунту та збільшенні значення статичного привантаження σ (рис. 3.4.б)

Найбільш ефективно ущільнюються вібраційним навантаженням піски.

Ударне навантаження. При ударному навантаженні стисливість ґрунту зумовлена руйнуванням зв'язків між частками та циклічним зменшенням об'єму пор, що залежить від величини статичного привантаження, форми імпульсу, енергії, швидкості удару та вологості ґрунту.

Оптимальна вологість $W_{i\ddot{o}}$ – вологість, при якій має місце найбільше ущільнення ґрунту при ударному навантаженні. Значення оптимальної вологості визначають випробуванням декількох зразків ґрунту різної вологості в приладі стандартного ущільнення (рис. 3.5). Орієнтовно оптимальна вологість становить для пісків $W_{i\ddot{o}} = 5...10\%$, для глинистих ґрунтів $W_{i\ddot{o}} = W_p - (2...4)\%$.

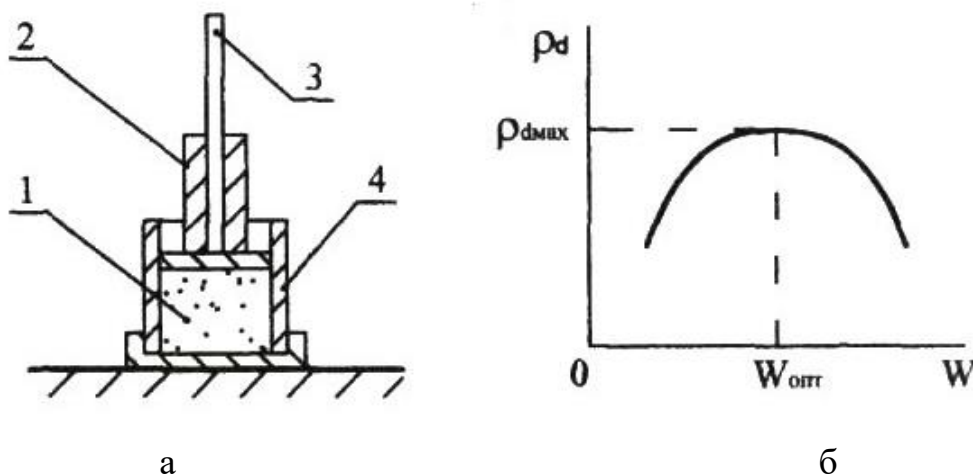


Рис. 3.5. Визначення оптимальної вологості ущільнення ґрунту при ударному навантаженні: а – схема приладу стандартного ущільнення; б – графік залежності $\rho = f(W)$; 1 – ґрунт; 2 – падаючий вантаж; 3 – штамп із штоком; 4 – стакан.

Ступінь ущільнення ґрунтів при ударному навантаженні оцінюють коефіцієнтом ущільнення k_d :

$$k_d = \frac{\rho'_d}{\rho_{d\max}}$$

де ρ'_d – щільність скелета ґрунту для фактичних вологості ґрунту та характеристик ударного навантаження;

$\rho_{d\max}$ – максимальна щільність скелета ґрунту при $W_{i\dot{o}}$ в приладі стандартного ущільнення.

Ефективність ущільнення ґрунтів ударним навантаженням приведено в табл. 3.2.

Таблиця 3.2.

Ефективність ущільнення ґрунтів при різних видах навантаження

Ґрунти	Коефіцієнт водонасичення S_r	Вид навантаження				
		статичне	вібраційне	віброударне	ударне	комбіноване
Піски	0,00...0,50	+	++	++	+	+
	0,50...0,080	+	+	++	+	+
	0,80...1,00	+	++	++	+	+
Ґлинисті	0,00...0,50	++	-	+	++	++
	0,50...0,080	++	-	+	++	++
	0,80...1,00	++	-	+	+	++

3.2. Міцність ґрунтів при статичних та динамічних навантаженнях

Руйнування скельних ґрунтів зсувом, розтягом чи стиском залежить від їх напружено-деформованого стану, тріщинуватості та ін. і вивчається механікою скельних порід. Наприклад, критерій міцності Мізеса-Треска на стиск для скельних ґрунтів має вигляд:

$$\sigma = R_c,$$

де σ – нормальні напруження,

R_c – міцність на одноосьовий стиск при насиченні водою.

Руйнування дисперсних (нескельних) ґрунтів відбувається тільки зсувом. Зсув – переміщення по будь-якій поверхні однієї частини ґрунтового масиву відносно іншої внаслідок досягнення дотичними напруженнями їх граничних внутрішніх опорів зсуву. В лабораторних умовах граничні опори зсуву τ_i для пісків та глинистих ґрунтів визначають випробуванням не менше трьох зразків ґрунту на приладах одно- або двоплощинного зрізу з фіксованою поверхнею зрізу за статичною або кінематичною схемою навантаження (рис.3.6). Кожний i -ий зразок ґрунту зрізають при різних значеннях ущільнюючого зусилля P_i , що діє перпендикулярно поверхні зсуву. Результати випробувань повністю залежать від схеми зсуву, яку приймають з урахуванням складу і стану ґрунтів, характеру роботи основи споруди, що проектується, та інших факторів.

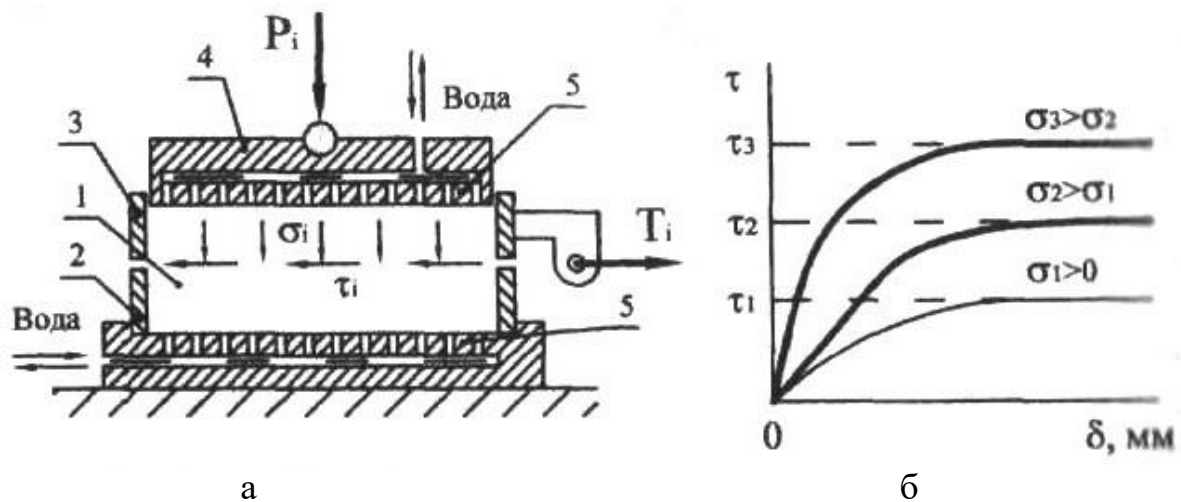


Рис. 3.6. Випробування ґрунту на зсув:

а – схема приладу одноплощинного зрізу; б – граничні опори зсуву зразків ґрунту; 1 – ґрунт; 2 – нерухоме кільце; 3 – рухоме кільце; 4 – штамп; 5 – фільтр.

На значення внутрішнього граничного опору зсуву суттєво впливає характер структурних зв'язків між частками. Внутрішній опір зсуву в ідеально сипучих ґрунтах ($\varphi \neq 0$, $c=0$) зумовлений тертям, що виникає в точках контакту часток (внутрішнє тертя), в ідеально зв'язних ґрунтах ($\varphi=0$, $c \neq 0$) – внутрішніми структурними зв'язками між частками і в'язкістю водно-колоїдних плівок (зчеплення). В реальних ґрунтах ($\varphi \neq 0$, $c \neq 0$) внутрішній опір зсуву зумовлений як внутрішнім тертям, так і зчепленням. Критерії міцності ґрунтів зсуву по поверхні зсуву мають вигляд (рис. 3.7):

- для ідеально сипучих ґрунтів (закон Кулона для пісків):

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi;$$

- для ідеально зв'язних ґрунтів (критерій міцності Мізеса-Треска для слабих глинистих ґрунтів):

$$\tau = c;$$

- для реальних ґрунтів, що мають тертя і зчеплення між частками, (узагальнений закон Кулона):

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c,$$

де τ – дотичні напруження (граничний опір зсуву), кПа ;

σ – нормальні напруження, кПа ;

$\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя, д. о.;

φ – кут внутрішнього тертя, градус;

c – питоме зчеплення, кПа .

Кут внутрішнього тертя φ та питоме зчеплення c є математичні параметри критеріїв міцності ґрунтів зсуву (міцнісні характеристики ґрунту), і не мають ніякого фізичного змісту.

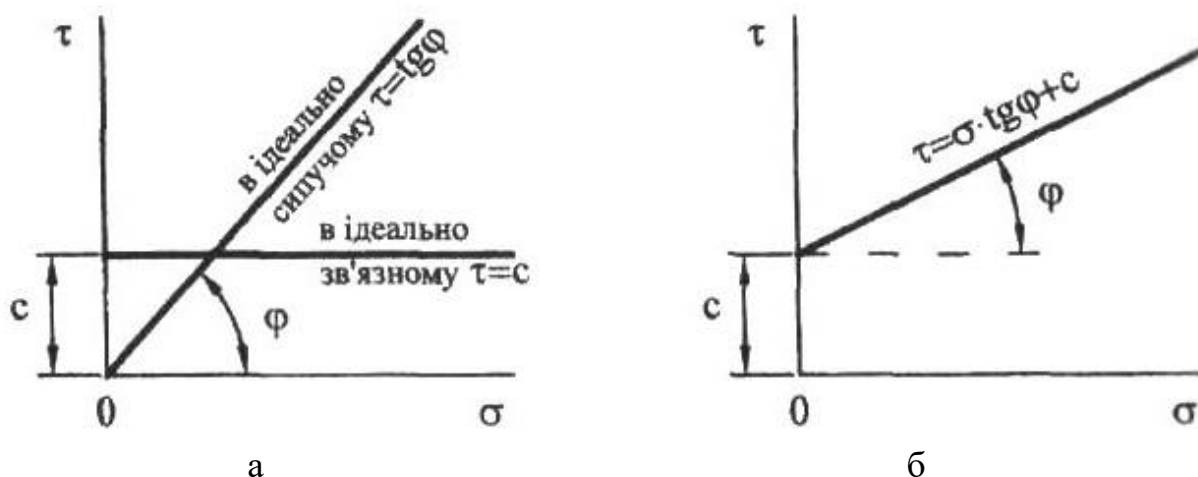


Рис. 3.7. Критерії міцності на зсув по поверхні зсуву:
а – в ідеальних ґрунтах; б – в реальних ґрунтах

В насичених водою ґрунтах, що знаходяться у нестабілізованому стані, частина зовнішнього навантаження передається на воду в порах (нейтральний тиск), а частину сприймає скелет ґрунту (ефективний тиск), що призводить до зменшення граничного опору зсуву ґрунтів основи. Для насичених водою ($S_r > 0,85$) глинистих ґрунтів з $I_L > 0,5$, органічно-мінеральних та органічних ґрунтів з коефіцієнтом консолідації $C_v < 10^7$ см²/рік, що знаходяться у нестабілізованому стані, критерій міцності ґрунтів зсуву (узагальнений закон Кулона) матиме вигляд:

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

де u – нейтральний тиск в поровій воді.

В лабораторних умовах граничний опір зсуву ґрунту в складному напружено-деформованому стані вивчають за допомогою стабілометрів – приладів тривісного стиску. За результатами досліджень встановлено, що міцнісні характеристики ґрунту в точці ґрунтового масиву з напружено-деформованим станом аналогічні міцнісним характеристикам ґрунту зсуву по поверхні ковзання. Для двовісного напруженого стану критерій міцності ґрунтів зсуву Кулона Мора ($\sigma_2 = \text{const}$, $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$) має вигляд (рис.3.8.а):

для пісків

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

для глинистих ґрунтів

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi},$$

де σ_1 , σ_2 , σ_3 – головні нормальні напруження в точці ґрунтового масиву.

Міцнісні параметри ґрунтів (кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c) для умови міцності Кулона-Мора визначають з допомогою

кругів Мора (рис. 3.8. а) за результатами лабораторних випробувань, не менше трьох зразків в стабілометрах з використанням відповідної схеми зсуву.

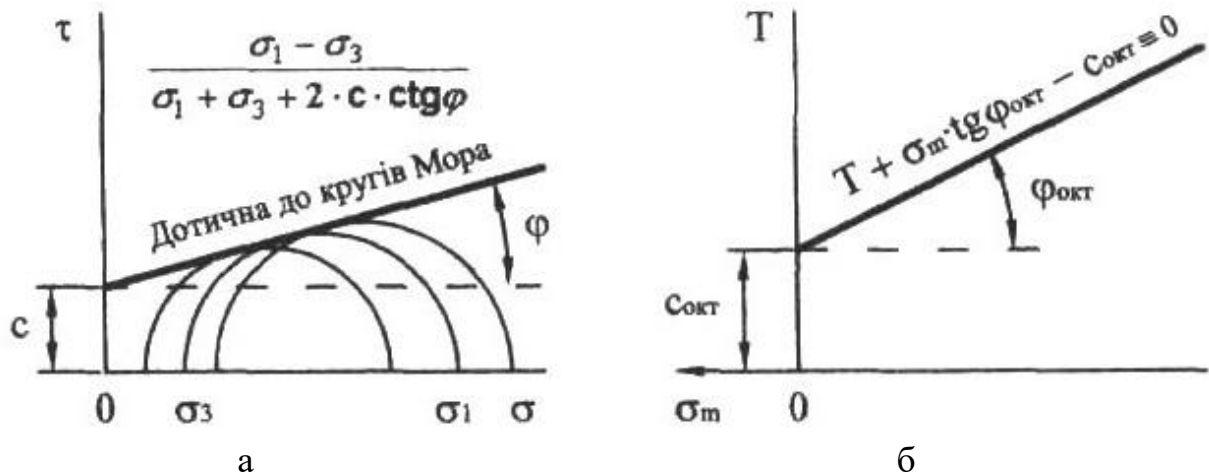


Рис. 3.8. Критерії міцності на зсув для складного напруженого стану:
а – двовісного; б – тривісного

В узагальненому критерії міцності Мізеса Шлейхера Боткіна (рис. 3.8.б) зсув в точці ґрунтового масиву з тривісним напруженим станом відбувається на октаедричних площинках:

$$T + \sigma_m \cdot \operatorname{tg} \varphi - c_{i \partial \varepsilon} = 0,$$

де σ_m та T – відповідно гідростатичний тиск та інтенсивність напружень зсуву в точці ґрунтового масиву,

$\varphi_{i \partial \varepsilon}, c_{i \partial \varepsilon}$ – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення ґрунту на октаедричній площині зсуву, які обчислюють за формулами:

$$\operatorname{tg} \varphi_{окт} = \frac{6\sqrt{3} \cdot \sin \varphi}{9 - \sin^2 \varphi}$$

$$c_{окт} = \frac{6\sqrt{3} \cdot c \cdot \cos \varphi}{9 - \sin^2 \varphi},$$

де φ, c – міцнісні характеристики ґрунтів в узагальненому законі Кулона.

В окремих випадках, при проектуванні відповідальних споруд для оцінки деформування та руйнування ґрунтів основи під навантаженням використовують паспорт деформування та руйнування ґрунтів при різних напружено-деформованих станах. Його отримують з лабораторних випробувань не менше шести зразків ґрунту в стабілометрах або приладах тривісного стиску з використанням відповідної схеми зсуву.

Дилатансія. На відміну від металів ґрунти при зсуві змінюють не тільки форму, але й об'єм. Властивість ґрунту збільшувати свій об'єм при

пластичному деформуванні, наприклад під час зрушення, називається *дилатансією* (від англ. dilate – розширятися), а його здатність зменшувати свій об’єм при тому ж стані – *контракція* (від англ. contract – стискувати-ся). Термін “дилатансія” вперше було введено в 1885 р. О. Рейнольдсом. Зараз його часто використовують для позначення будь-яких змін об’єму при деформації формозміни (дісторії).

Контракція при цьому може бути визначена як від’ємна дилатансія.

Дилатансія проявляється, головним чином, у щільних незв’язаних ґрунтах (пісках), а контракція – в пухких незв’язаних ґрунтах. У випадку насичення зернистого середовища рідиною дилатансія супроводжується зменшенням його ступеня вологості, при контракції ж рідина видавлюється з пор. Щільність сухого ґрунту, при якій у процесі зрушення не спостерігаються деформації об’єму, А. Казагранде назвав критичною. Отже, в процесі будь-якого зміщення часток відбувається зміна щільності від початкової до критичної. Це, як зазначав А. М. Рижов, одна з найбільш важливих закономірностей ґрунтів.

Дилатансія проявляється як при пружному, так і при пластичному та при в’язкому деформуванні, при цьому в усіх випадках вона може бути позитивною (ущільнення) й негативною (розпушення).

Міцність ґрунтів при динамічних навантаженнях. Міцність ґрунтів при одиночних імпульсах порівняно з статичним навантаженням збільшується: для пісків – не більше 15%, для глинистих ґрунтів – в 1.5...2 рази. Підвищення міцності пояснюється тим, що час прикладання імпульсного одиночного навантаження на ґрунт значно менший ніж час, що потрібен для розвитку деформацій зсуву. При довготривалих динамічних навантаженнях має місце зниження міцності ґрунтів у часі – *втомна міцність ґрунтів*.

При часто повторюваних імпульсах та вібрації в широкому діапазоні прискорень коливань (до lg) кут внутрішнього тертя φ для пісків не змінюється, а зниження міцності пов’язане з дією масових інерційних сил на частки ґрунту. Узагальнений критерій міцності на зсув для пісків при динамічних навантаженнях має вигляд:

$$\tau = (\sigma - \Delta u - \Delta \sigma) \cdot \operatorname{tg} \varphi,$$

де σ – статична складова зовнішнього навантаження на частки ґрунту,

Δu – нейтральний тиск у поровій воді від динамічної складової зовнішнього навантаження,

$\Delta \sigma$ – динамічна складова зовнішнього навантаження на частки ґрунту,

φ, c – кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення, що визначені при статичному навантаженні.

Насичені водою пухкі піски під дією вібрації та часто повторюваних імпульсів можуть перейти у розжижений стан (псевдопливуни). Весь процес розжиження при цьому складається з руйнування структури, власне розжиження та ущільнення ґрунту. Неможливість виникнення явища розжиження пухких пісків при динамічному навантаженні можна оцінити за формулою:

$$\eta_p = k_\zeta \cdot \eta_{\ddot{a}} \leq \eta_{\ddot{\sigma}},$$

де η_p – розрахункове прискорення коливань,

$k_\zeta > 1$ – коефіцієнт запасу,

$\eta_{\ddot{a}}$ – діюче в масиві ґрунту прискорення коливань, що визначають або прогнозують в залежності від джерела коливань (вібрації фундаментів, землетруси та ін.),

$\eta_{\ddot{\sigma}}$ – критичне прискорення коливань (визначають за результатами віброкомпресійних випробувань).

У глинистих ґрунтах, що знаходяться в пластичному або текучому стані, зменшення міцності при динамічному навантаженні відбувається за рахунок тимчасового зменшення значень кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення c (властивість тиксотропії), дії гідродинамічного тиску порової води та масових сил інерції на частки ґрунту. В глинистих ґрунтах, що мають жорсткі структурні зв'язки, під впливом вібрації або довготривалих повторюваних імпульсах має місце поступове руйнування структурних зв'язків та зниження міцності у часі (втомна міцність), більш інтенсивне, ніж при статичних навантаженнях (довготривала міцність).

3.3. Реологічні властивості ґрунтів

Реологічні явища в ґрунтах і гірських породах спостерігаються дуже часто. Соліфлюкція, сповзання укосів ґрунту, течія льодовиків – усе це реологічні процеси, що відбуваються впродовж від кількох годин до сторіч.

Найбільшу увагу реологічні процеси викликають, якщо вони відбуваються протягом експлуатації споруд. Як показують натурні спостереження, додаткові деформації глинистих ґрунтів можуть досягти 36...165% від деформації, яка має місце на кінець фільтраційної консолідації. Тому важливо їх урахувати при проектуванні ґрунтових споруд, основ фундаментів тощо.

Реологічні властивості ґрунтів проявляються у вигляді повзучості, релаксації та зниження міцності при тривалій дії навантажень.

Повзучість – деформування скелета ґрунту при постійному навантаженні.

Вона характерна як для ущільнення ґрунтів під дією нормальних напружень, так і для їх зрушення при прикладанні дотичних напружень. Найбільш характерна повзучість для глинистих ґрунтів, але проявляються і в мерзлих, скельних, піщаних, органогенних ґрунтах. Її пояснюють руйнуванням ґрунтових, у т.ч. жорстких, зв'язків (а надалі й часток) при збільшенні в них напружень, через що утворюються мікротріщини між частками, але одночасно в цих же та сусідніх місцях через зближення окремих часток (при стисненні й

зрушенні) виникають нові водно-колоїдні та молекулярно-контактні зв'язки. Тому ґрунт миттєво не руйнується, а лише помітно деформується.

За напружено-деформованим станом виділяють три стадії повзучості ґрунту при зсуві (рис. 3.9).

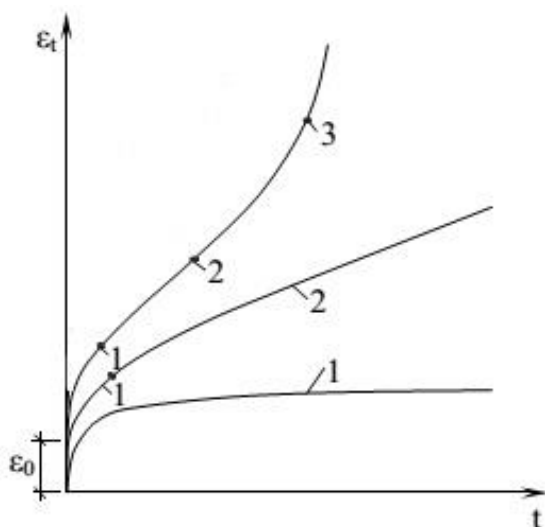


Рис. 3.9. Стадії повзучості ґрунту в часі при деформаціях зсуву:
1 – невстановлена (затухаюча); 2 – встановлена (пластична течія);
3 – прогресуюча (вязка течія).

невстановлена (затухаюча) – швидкість розвитку деформацій зсуву у часі поступово зменшується. При цьому руйнуються крихкі зв'язки, але закриваються деякі мікротріщини та збільшується кількість нових в'язких водно-колоїдних зв'язків внаслідок певного зближення часток між собою. При певному рівні дотичних напружень від зовнішнього навантаження невстановлена (затухаюча) повзучість переходить у стадію встановленої повзучості (пластична течія);

встановлена (пластична течія) – швидкість розвитку деформацій у часі постійна. Відбувається руйнування крихких та в'язких зв'язків, що повністю компенсується новими водно-колоїдними та молекулярними зв'язками з одночасною перебудовою структури ґрунту. Перебудова структури ґрунту призводить до зменшення міцності ґрунту на зсув, і стадія встановленої повзучості при зсуві, якщо не зменшити рівень дотичних напружень від зовнішнього навантаження, завжди переходить у стадію прогресуючої повзучості.

прогресуюча (вязка течія) – швидкість розвитку деформацій у часі збільшується. При цьому руйнуються всі в'язки та молекулярні зв'язки між частками з утворенням поверхонь зсуву (ковзання) між ними. Стадія прогресуючої повзучості, якщо не зменшити рівень дотичних напружень від зовнішнього навантаження, завжди закінчується руйнуванням ґрунту по поверхні зсуву (ковзання).

Релаксація – властивість ґрунту зменшувати напруження при заданій незмінній деформації (кінематична схема навантаження). Процес зменшення

напружень визначається внутрішньою поступовою перебудовою структури ґрунту з руйнуванням ламких та в'язких зв'язків та створення нових. Релаксація напружень для твердих та напівтвердих глин становить до 10...20%, тугопластичних та м'якопластичних – до 30...60%, текучепластичних – до 80%. Процеси релаксації протікають в часі в десятки разів швидше, ніж процеси повзучості.

Довготривала міцність – міцність ґрунтів при довготривалому статичному навантаженні. Зниження міцності ґрунту у часі відбувається під впливом реологічних процесів повзучості та релаксації.

При визначенні механічних характеристик ґрунтів (модуля деформації, кута внутрішнього тертя, питомого зчеплення ґрунту, відносної деформації просідання та ін.) частково реологічні властивості враховують шляхом встановлення часу умовної стабілізації деформації ґрунту під навантаженням, що залежить від виду та фізичного стану ґрунтів. Тому при проектуванні відповідальних споруд необхідно додатково враховувати можливі довготривалі реологічні процеси в ґрунтовому масиві.

3.4. Капілярність ґрунту

Капілярність (водопідйомність) – властивість ґрунту переміщувати капілярну воду від рівня вільної води вгору в сторону вільної поверхні. Підняття води в капілярах ґрунту відбувається за рахунок енергії взаємодії молекул води з молекулами граничної поверхні, що розділяє воду і частки ґрунту внаслідок ефекту змочування або так званого поверхневого натягнення води, яке проявляє себе у вигляді сил капілярного підняття P_k (капілярного тиску σ_k , рис. 3.10.а). Сили капілярного підняття P_k , що направлені по дотичних до ввігнутих поверхонь меніска, можна обчислити за формулою Лапласа:

$$P_k = \frac{2 \cdot \sigma}{r}$$

де σ – поверхневе натягнення води, дорівнює 7,5 Па;

r – радіус капіляра

Капілярність ґрунту характеризується висотою капілярного підняття води H_k , яку можна визначити за залежністю (закон Жюрена):

$$H_k = \frac{2 \cdot a}{r \cdot \gamma_w},$$

де $2 \cdot a$ – капілярна постійна;

γ_w – питома вага води, дорівнює 10 кН/м³

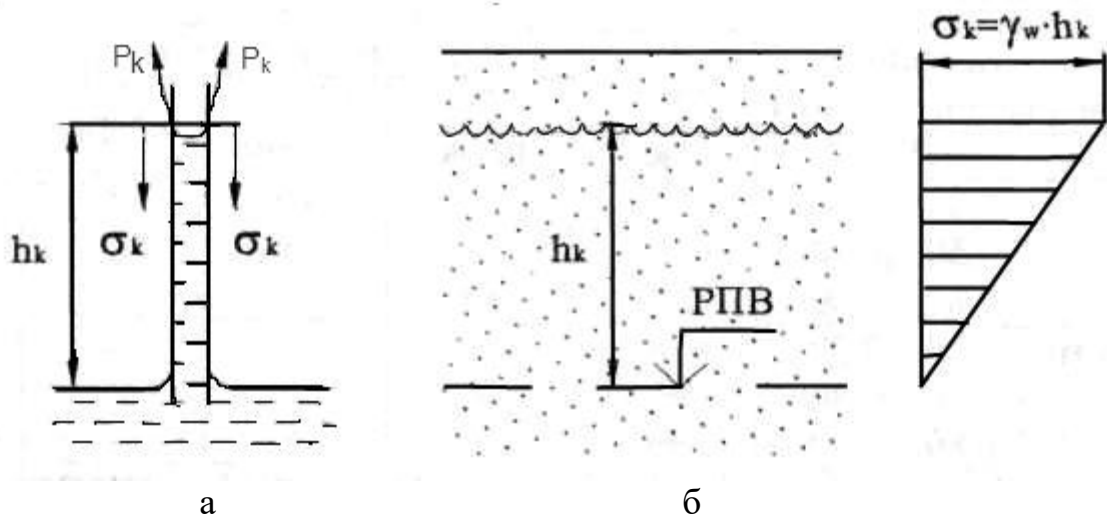


Рис. 3.10. Капілярне підняття підземних вод:
 а – підняття води в капілярній трубці;
 б – зона капілярного підняття підземних вод.

Найбільша висота капілярного підняття води в глинистих ґрунтах (від 1 до 4 м), найменша – в пісках та великоуламкових ґрунтах (від 0,90 до 0,05 м).

Властивість капілярності призводить до утворення в ґрунтовому масиві над рівнем підземних вод зони капілярного підняття води (капілярної зони), в межах якої ґрунти мають підвищену вологість, а на частки ґрунту діє капілярний тиск σ_k (рис. 3.10.б). Обмежити висоту капілярного підняття води можна влаштуванням капілярно-перекриваючих прошарків з матеріалу з крупними частками. При проектуванні заглиблених приміщень та споруд необхідно передбачати їх захист від капілярної вологи у ґрунті

3.5. Водопроникність ґрунту. Коефіцієнт фільтрації

Водопроникність – властивість ґрунтів фільтрувати воду.

Рух води в порах ґрунту може бути ламінарним або турбулентним, і може відбуватися під дією різних факторів (різниця напорів води, тиску та ін.). В більшості випадків рух води є ламінарним (лінії струмів води не перетинаються один з одним).

Під час проектування водозниження, осушення та водопостачання треба знати скільки води надходить до різних водозабірних споруд (колодязів, свердловин, каналів, будівельних котлованів). Приплив води до водозабірних споруд обчислюють з урахуванням характеру її руху (ламінарний або турбулентний) у водоносному шарі, гідравлічних умов (води ненапірні або напірні) та особливостей обладнання водозабірної споруди.

Підземні води, як правило, перебувають у русі (рухаються в порах, тріщинах та розломах ґрунтів). Рух води в тріщинах та розломах – швидкий, *турбулентний*. Рух води в порах гірських порід можна розглядати як

спокійний, ламінарний. Цей рух одержав назву *фільтрації*.

Фільтрація має певну закономірність, яка була вперше встановлена французьким інженером А. Дарсі в 1856 р. Дарсі сконструював прилад для вивчення водопроникності пісків (рис. 3.11).

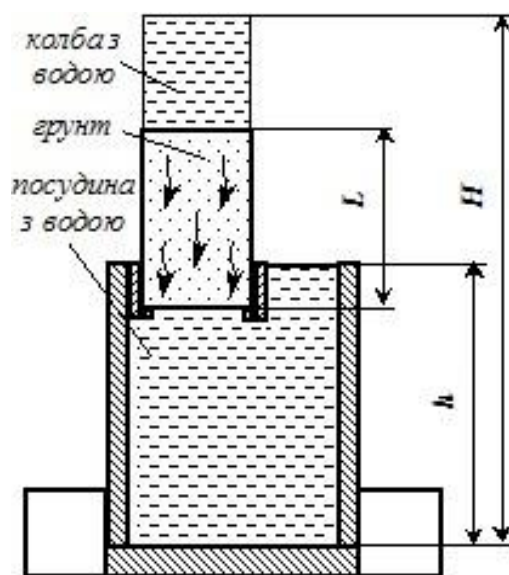


Рис. 3.11. Прилад Дарсі

З допомогою цього приладу він одержав таку залежність

$$Q = k_f \cdot I \cdot A \cdot t,$$

де Q — об'єм профільтрованої води;

k_f — коефіцієнт пропорційності, який залежить від виду ґрунту;

A — площа фільтрації;

t — час фільтрації;

I — гідравлічний градієнт:

$$I = \frac{H - h}{L},$$

де H — напір води в колбі;

h — напір води в посудині;

L — довжина шляху фільтрації.

Розділивши ліву та праву частини виразу на $A \cdot t$ одержимо об'єм води, що фільтрується за одиницю часу через одиницю площі q

$$\frac{Q}{A \cdot t} = \frac{k_f \cdot I \cdot A \cdot t}{A \cdot t} \rightarrow q = \frac{Q}{A \cdot t} = k_f \cdot I.$$

Об'єм профільтрованої води буде тим більшим, чим більша її швидкість при фіксованих значеннях решти параметрів. Тому величину q можна назвати *швидкістю фільтрації* і вимірювати одиницями швидкості (см/с, м/доб). Оскільки швидкість, зазвичай, позначають буквою v , то можна записати:

$$v = k_f \cdot I,$$

k_f у виразі прийнято називати коефіцієнтом фільтрації. Він є характеристикою водопроникності порід.

Значення коефіцієнта фільтрації залежить від виду ґрунту та розмірів пор в ньому (табл. 3.3.).

Таблиця 3.3.

Орієнтовні значення коефіцієнта фільтрації k_f для ґрунтів

Ґрунту	Коефіцієнта фільтрації k_f , м/добу
Гальковий	>200
Гравійний	50...200
Пісок гравіюватий	50...100
Пісок крупний	20...75
Пісок середньої крупності	10...25
Пісок мілкий	2...10
Пісок пилюватий	2...1
Супісок	0,1...0,70
Суглинок	0,4...0,005
Глина	<0,005
Торф	0,15...4,5
Мул	0,0003...0,07

За ступерем водопроникності ґрунти поділяють згідно табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Ступінь водопроникності ґрунтів

Ступінь водопроникності	Коефіцієнта фільтрації k_f , м/добу
Неводопроникний	<0,005
Слабоводопроникний	0,005...0,30
Водопроникний	0,30...3
Сильноводопроникний	3...30
Дуже сильноводопроникний	>30

Коефіцієнт фільтрації входить у розрахункові формули для визначення припливу води до різноманітних водозабірних споруд, а також у формули для розрахунку деформацій основ будівель і споруд в часі.

Початковий градієнт напору. Великоуламкові і піщані ґрунти мають великий k_f супіски менший, суглинки ще менший, а глини взагалі є водоупорами. Чому це так?! Рух води в ґрунті відбувається по закону ламінарної фільтрації (крива 1 на рис. 3.12), коли ґрунт містить вільну воду в порах (великоуламкові і піщані ґрунти), більша частина яких з'єднана одна з одною. В щільному пилюватоглинистому ґрунті, в порах якого нема вільної води (вона перебуває в ґрунті переважно у вигляді гідратних оболонок зв'язаної води, які оточують частинки ґрунту), або якщо є, то знаходиться в роз'єднаних між собою порах, фільтрація води починається лише при градієнті, який

більший деякого значення, необхідного для подолання опору водно-колоїдних плівок її рухові. В такому випадку, залежність між градієнтом і швидкістю фільтрації буде мати вигляд кривої 2, зображеної на рис. 4.2. На цій кривій можна виділити дві основні ділянки: криволінійна *AB*, яка відповідає переходу від моменту виникнення фільтрації до моменту розвитку постійної фільтрації, і ділянку постійної фільтрації *BC*.

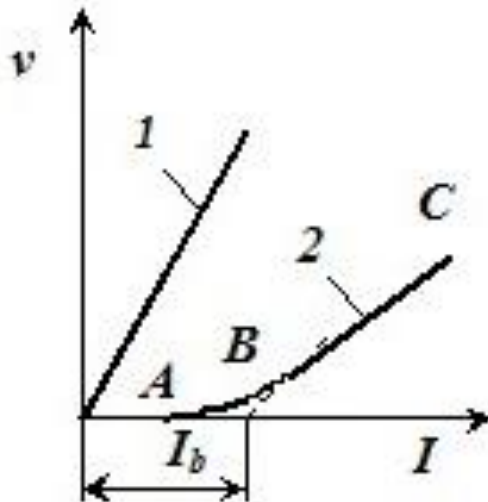


Рис. 3.12. Графік залежності $v=f(I)$

Для ділянки *BC* швидкість фільтрації знаходять за виразом

$$v = k'_f \cdot (I - I_b),$$

де k'_f – коефіцієнт фільтрації на відрізку *AB*;

I_b – початковий градієнт напору.

Фільтраційний потік напірних підземних вод. При фільтрації підземних вод на частки ґрунту діє гідростатичний та гідродинамічний тиск. Під впливом фільтраційного потоку напірних підземних вод знизу вгору (рис. 3.13.а) в пісках може виникати явище розжиження (псевдоплавуні). Критичний гідравлічний градієнт I_k при якому піски можуть розжижуватись визначається за формулою:

$$I_k = \frac{\rho - 1}{1 + e} \approx 1,$$

де ρ – щільність ґрунту $г/см^3$;

e – коефіцієнт пористості.

Можливість прориву напірними підземними водами вищерозміщеного шару водотривких ґрунтів (глини, суглинки, мул) оцінюють за формулою (рис. 3.13.б):

$$h_w \leq \frac{\gamma_I \cdot h}{\gamma_w},$$

де γ_I та h – питома вага та товщина шару водотривких ґрунтів,

γ_w та h_w – питома вага та висота напору підземних вод

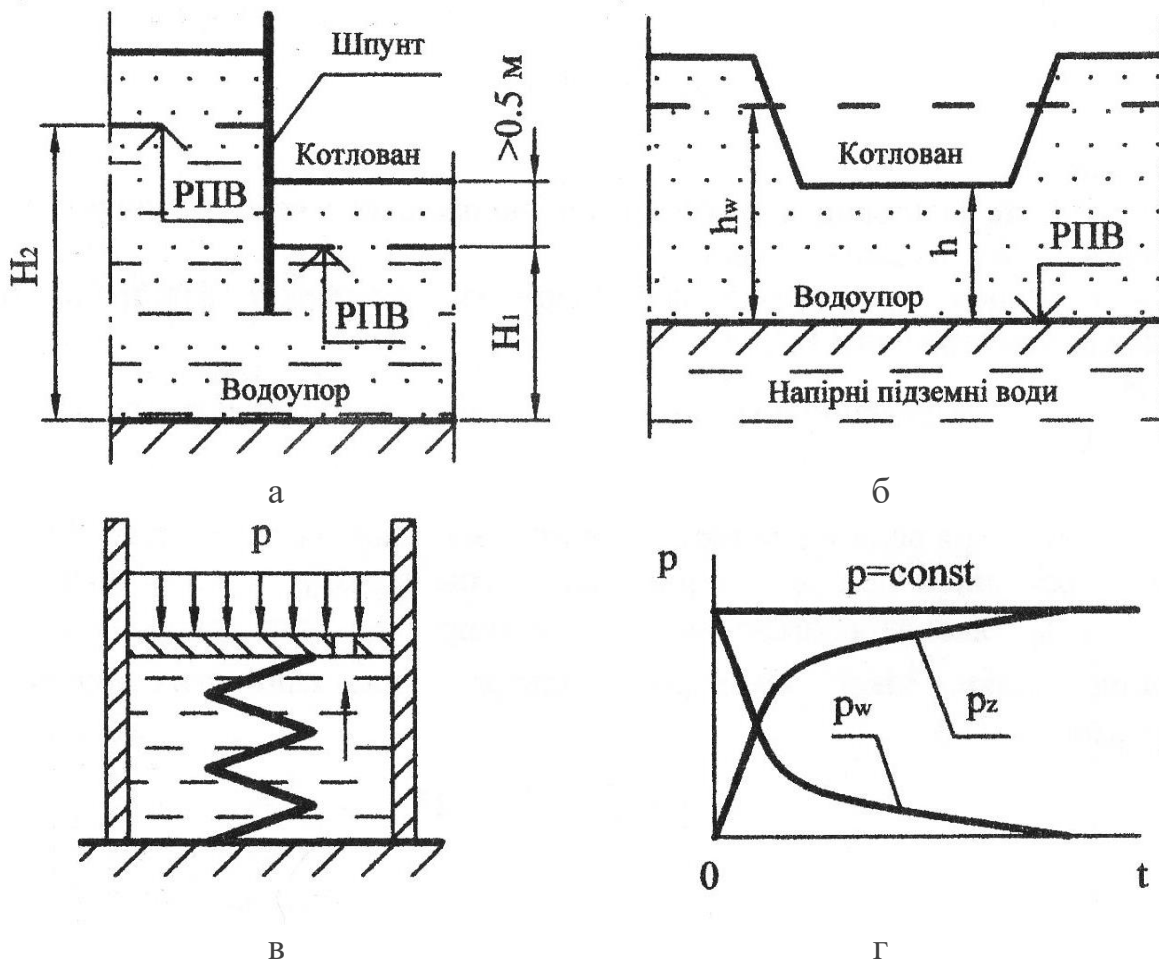


Рис. 3.13. Фільтрація підземних вод в ґрунтовому масиві:
а – розжиження пісків фільтраційним потоком;
б – можливий прорив водоупору підземними напірними водами;
в – механічна модель стиснення насичених водою ґрунтів;
г – нестабільний стан насичених водою ґрунтів

Витиснення води і пор ґрунту зовнішнім навантаженням.

При навантаженні насичених водою ґрунтів ($S_r > 0,8$) зовнішній тиск спочатку передається на воду в порах, а потім в процесі витиснення води з пор на скелет ґрунту (рис. 3.13.в):

$$p = p_z + p_w$$

де p_z – тиск в скелеті ґрунту (ефективний тиск) – ущільнює та зміцнює ґрунт,

p_w – тиск в поровій воді (нейтральний тиск) – не ущільнює та не зміцнює ґрунт, а лише створює напір в поровій воді, який призводить до фільтрації води з пор та зменшенню їх об'єму.

У процесі фільтрації води з пор значення ефективного та нейтрального тиску змінюються у часі, а ґрунт знаходиться у нестабілізованому стані (рис. 3.13.г). Тривалість знаходження насиченого водою ґрунту у нестабілізованому стані під дією зовнішнього навантаження залежить від його фільтраційних та

деформаційних властивостей, товщини шару цього ґрунту та умов фільтрації води. Врахування початкового градієнта напору для насичених водою глинистих ґрунтів суттєво впливає на прогнозовані осідання основи у часі.

Поняття про ефективний і нейтральний тиск розповсюджуються також на нормальні напруження, які виникають у насичених водою ґрунтах:

$$\bar{\sigma} = \sigma - u$$

Де $\bar{\sigma}$ – повне нормальне напруження від зовнішнього навантаження,

σ – ефективне нормальне напруження в скелеті ґрунту,

u – нейтральне напруження в поровій воді

3.6. Суфозія та кольматація

Під впливом фільтраційного потоку ґрунтових вод можуть виникати процеси суфозії та кольматації. *Суфозія* приводить до послаблення структури ґрунту і навіть до її повного руйнування. *Кольматація* приводить до закупорювання пор та зменшення водопроникності ґрунту.

Механічна суфозія – розмивання і переміщення мілких часток ґрунту по порам, що утворені більш крупними частками ґрунту, під впливом фільтраційного потоку.

Хімічна суфозія – розчинення та винесення фільтраційним потоком хімічних з'єднань в ґрунті.

Розрізняють внутрішню і зовнішню суфозії. *Внутрішня суфозія* має місце в товщі ґрунтового масиву, в тому числі на контакті двох шарів ґрунту (контактна внутрішня суфозія). *Зовнішня суфозія* має місце безпосередньо на поверхні ґрунтового масиву.

Механічна внутрішня суфозія в однорідних ґрунтах неможлива і може мати місце в незв'язних ґрунтах з коефіцієнтом неоднорідності

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} > 10 \dots 20$$

Для класу скельних ґрунтів здатність до хімічної суфозії оцінюють за ступенем розчинності у воді (табл. 3.5), для класу дисперсних ґрунтів – за хімічним складом солей та ступенем засоленості (табл. 3.6).

Таблиця 3.5.

Ступінь розчинності у воді скельних та напівскельних ґрунтів

Різновид ґрунтів	Кількість воднорозчинних солей q_{sr} , г/л
Нерозчинний	<0,01
Важкорозчинний	0,01...1
Середньорозчинний	1...10
Легкорозчинний	>10

Таблиця 3.6.

Різновид ґрунтів	Ступінь дисперсних ґрунтів		
	Ступінь засоленості ґрунтів D_{sal} , %		
	Суглинок	Супісок	Пісок
Незасолений	<10	<5	<3
Слабозасолений	10...15	5...8	3...7
Середньозасолений	15...20	8...12	7...10
Сильнозасолений	20...25	12...15	10...15
Надмірнозасолений	>25	>15	>15

Механічна кольматація – відкладання мілких часток ґрунту, які переміщуються фільтраційним потоком, в порах, що утворені більш крупними частками ґрунту.

Хімічна кольматація – закупорювання пор ґрунту солями внаслідок хімічної взаємодії води та ґрунту.

Розрізняють внутрішню і зовнішню кольматації. *Внутрішня кольматація* має місце в товщі ґрунтового масиву. *Зовнішня кольматація* має місце в приповерхових шарах ґрунту.

Процеси суфозії та кольматації залежать від напружено-деформованого стану ґрунтів основи, хімічного складу ґрунтів, градієнта ґрунтових вод та їх хімічного складу і вивчаються в лабораторних та польових умовах.

3.7. Теплові властивості ґрунтів

Теплові властивості ґрунтів характеризуються теплоємністю, теплопровідністю та температуропровідністю.

Теплоємність – здатність ґрунтів поглинати теплову енергію при теплообміні. *Питома теплоємність* C чисельно дорівнює кількості теплоти, що потрібно передати одиниці маси ґрунту для змінювання його температури на 1°C при відсутності фазових переходів води

$$C = \frac{Q}{m \cdot \Delta T}, \text{ Дж}/(\text{кг} \times \text{K}),$$

де Q – кількість тепла, що передана зразку ґрунту, m та ΔT – маса та мінливість температури зразка ґрунту.

Об'ємна теплоємність C_v чисельно дорівнює кількості теплоти, що необхідна для змінювання температури 1 см^3 ґрунту на 1°C :

$$C_v = \frac{Q}{V \cdot \Delta T}, \text{ Дж}/(\text{м}^3 \times \text{K})$$

де V – об'єм зразка ґрунту.

Теплоємність ґрунтів залежить від співвідношення твердої, рідкої та газової фаз, і є найменшою для сухих ґрунтів, найбільшою – для насичених водою ґрунтів. Питома теплоємність C у більшості мінералів становить

0.71...0.92 кДж/(кг×К). Для сухих торфів та ґрунту (ґрунто-рослинного шару) – 0.8... 2.1 кДж/(кг×К).

Теплопровідність ґрунтів характеризується їх здатністю проводити теплоту і оцінюється коефіцієнтом теплопровідності λ , що чисельно дорівнює кількості теплоти, яка переноситься в одиницю часу через одиницю площі при температурному градієнті, що дорівнює одиниці:

$$\lambda = \frac{Q}{\Delta t \cdot S \cdot \Delta T}, \text{ Вт/(м} \times \text{К)}$$

де Δt – час передачі тепла,

S – площа зразка,

ΔT – різниця температур на зовнішній та внутрішній поверхні зразка.

Для більшості мінералів, що складають тверду фазу ґрунту $\lambda=0.84...2.52$ Вт/(м×К), води – $\lambda=0.59$ Вт/(м×К), повітря – $\lambda=0.021$ Вт/(м×К). Найменше значення теплопровідності для сухих ґрунтів, найбільше – для насичених водою. Теплопровідність також суттєво залежить від щільності та пористості ґрунту. Додаткове ущільнення ґрунту приводить до збільшення його теплопровідності.

Температуропровідність ґрунтів характеризує швидкість розповсюдження температури внаслідок поглинання або віддачі тепла і оцінюється коефіцієнтом температуропровідності a , який чисельно дорівнює температуропровідності ґрунту з об'ємною теплоємністю, що дорівнює одиниці:

$$a = \frac{\lambda}{C_v}, \text{ м}^2/\text{с}$$

Температуропровідність залежить від співвідношення між твердою рідкою та газовою фазами, структурних особливостей і складання ґрунту, а також існуючого температурно-вологого режиму.

4. РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ҐРУНТІВ ОСНОВИ

4.1. Інженерно-геологічна та розрахунково-геологічна просторова дискретизація ґрунтового масиву

В інженерній практиці розрахунок ґрунтів основи виконують за несучою здатністю (І граничний стан) з використанням моделі жорстко-пластичного тіла, та за деформаціями (ІІ граничний стан) з використанням моделі лінійно-деформованого тіла. Для оцінки напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в широкому діапазоні навантажень (до руйнування) використовують більш складні розрахункові моделі ґрунтів основи (рис. 4.1).

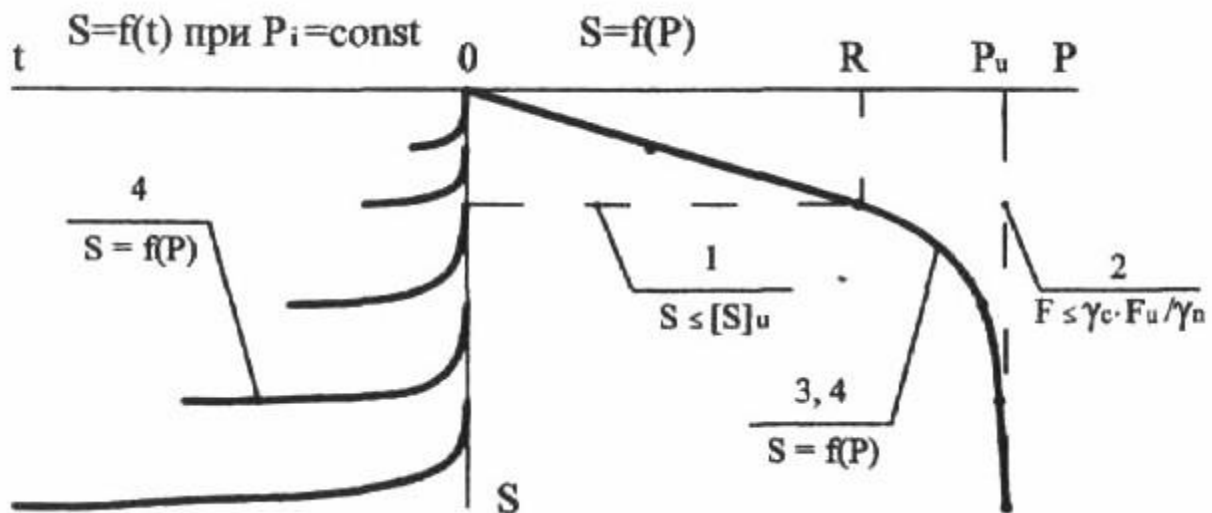


Рис. 4.1. Область використання розрахункових моделей ґрунтів при визначенні осідання та несучої здатності основ фундаментів:

- 1 – модель лінійно-деформованого тіла;
- 2 – модель жорстко-пластичного тіла;
- 3 – модель пружно-пластичного тіла;
- 4 – модель в'язко– пружно-пластичного тіла

Граничні умови розрахункової схеми конкретної задачі можуть бути у вигляді напівпростору, напівплощини, шару обмеженої товщини або області обмежених розмірів. Закріплення на контурі розрахункової схеми може бути жорстким, шарнірним, з елементами тертя або змішаним.

Мінливість ґрунтового масиву у просторі та часі вивчають та встановлюють за результатами інженерно-геологічних вишукувань. При цьому для просторової дискретизації ґрунтів за властивостями використовують інженерно-геологічні або розрахунково-геологічні елементи з дотриманням вимог ДСТУ Б В. 2.1– 2– 96 та ДСТУ Б В.2 .1– 5– 96.

За *інженерно-геологічний елемент (ІГЕ)* приймають деякий об'єм ґрунту одного й того ж походження та виду за умови, що значення характеристик ґрунту змінюються у межах елемента випадково (незакономірно), або закономірність, яка спостерігається, така, що нею можна зневажати. ІГЕ наділяють постійними нормативними та розрахунковими значеннями характеристик. Комплекс ІГЕ утворює *інженерно-геологічну модель* ґрунтового масиву у просторі.

За єдиний інженерно-геологічний елемент також можуть бути прийняті ґрунти, які представлені тонкими (менше 20 см) шарами та лінзами, що часто змінюються, ґрунтів різного виду. Шари та лінзи, складені пухкими пісками, глинистими ґрунтами (з показником текучості $I_L > 0,75$), мулами, сапропелями, заторфованими ґрунтами та торфами, розглядають як окремі інженерно-геологічні елементи незалежно від їх товщини. Для виділеного ІГЕ повинна виконуватись умова:

$$V < V_{\text{аіі}} ,$$

де V – коефіцієнт варіації фізико-механічної характеристики ґрунту (ІГЕ);

$V_{\text{дiлi}}$ – допустиме значення коефіцієнта варіації для розглядуваної фізико-механічної характеристики ґрунту (ІГЕ), що приймається рівним для фізичних характеристик – 0,15, а для механічних – 0,13.

За *розрахунково-геологічний елемент (РГЕ)* приймають деякий об'єм ґрунту не обов'язково одного й того ж походження та виду, в межах якого нормативні та розрахункові значення характеристик за умовами розрахункового чи експериментального методу, який застосовується при проектуванні ґрунтового об'єкта, можуть бути постійними чи такими, що закономірно змінюються у напрямку (найчастіше за глибиною). РГЕ може включати частину одного або декілька ІГЕ. Комплекс РГЕ утворює *розрахунково-механічну* модель ґрунтового масиву у просторі.

Виділення РГЕ провадять на основі виділених при інженерно-геологічній схематизації ІГЕ стосовно конкретного методу розрахунку об'єкта (експериментального методу) з наділенням його конкретними характеристиками, необхідними для можливості використання цього методу. При цьому РГЕ в загальному випадку можуть не співпадати з ІГЕ за одним чи декількома показниками (за формою, розмірами, місцеположенням, характеристиками та їх значеннями).

4.2. Модель лінійно-деформованого тіла

Модель лінійно-деформованого тіла (рис.4.2) використовують для визначення напружено-деформованого стану в ґрунтовому масиві та осідання ґрунтів основи під навантаженням в інтервалі тиску під підошвою фундаменту від нуля до розрахункового опору фунтів основи R .

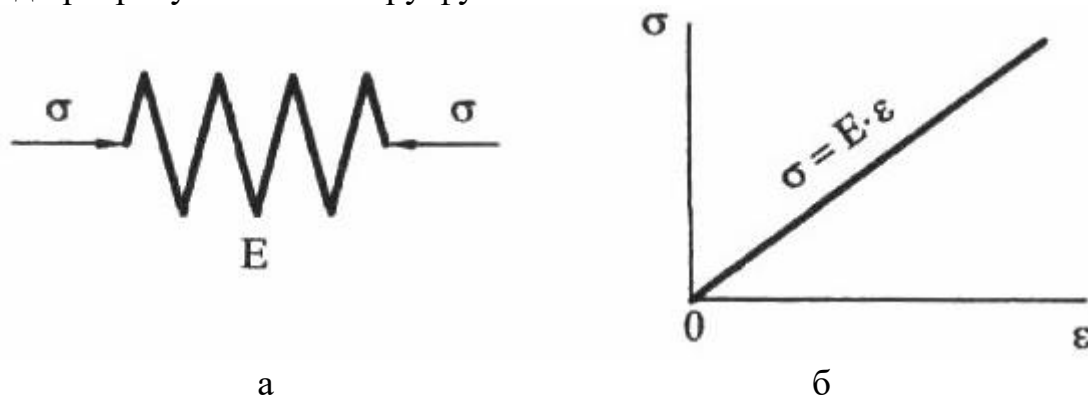


Рис. 4.2. Модель лінійно-деформованого тіла:

а – механічна модель лінійно-деформованого тіла; б – діаграма напружень

Як деформаційну характеристику використовують модуль деформації фунтів E , що встановлює лінійну залежність між напруженнями та деформаціями (в тому числі остаточними), та коефіцієнт Пуасона μ .

4.3. Модель жорстко-пластичного тіла

Модель жорстко-пластичного тіла (рис.5.3) використовують для визначення несучої здатності та стійкості ґрунтів основи, схилів та відкосів.

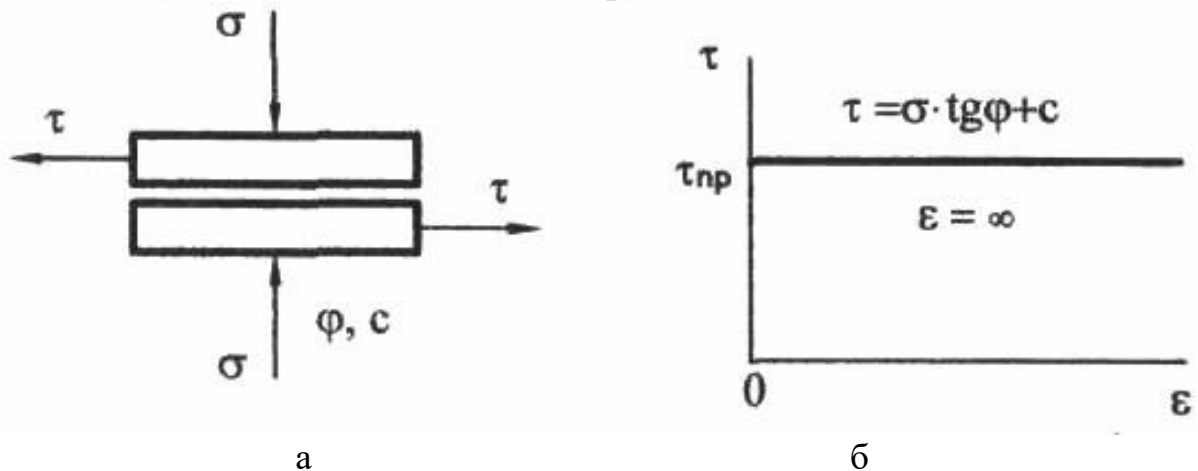


Рис. 4.3. Модель жорстко-пластичного тіла:

а – механічна модель жорстко-пластичного тіла; б – діаграма напружень.

Як міцнісні параметри використовують кут внутрішнього тертя ϕ та питоме зчеплення c з використанням критеріїв міцності на зсув по поверхні зсуву (ковзання) або в точці ґрунтового масиву.

4.4. Модель пружно-пластичного тіла

Модель пружно-пластичного тіла (рис.5.4) використовують для оцінки напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в широкому діапазоні навантаження, визначення деформацій, несучої здатності та стійкості ґрунтів основи, схилів та відкосів.

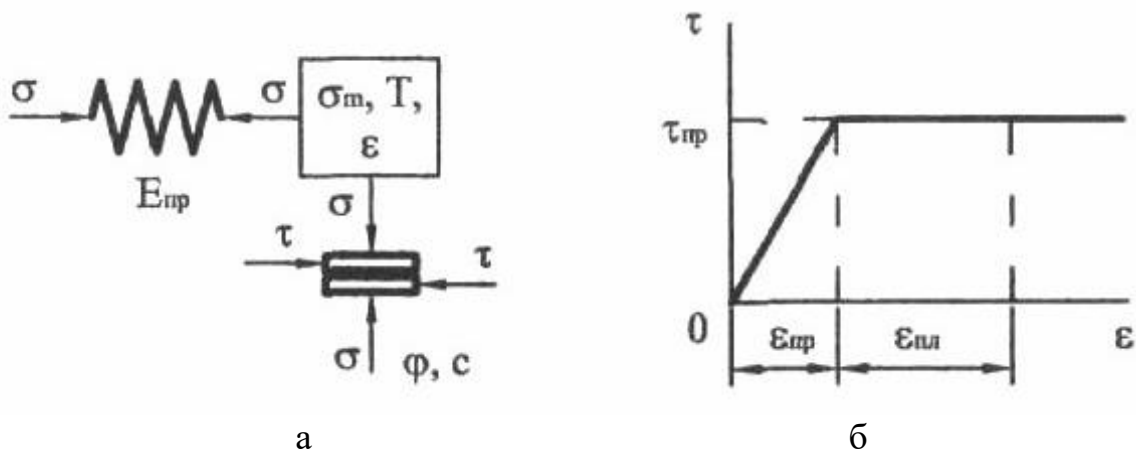


Рис. 4.4. Модель пружно-пластичного тіла:

а – механічна модель пружно-пластичного тіла; б – діаграма напружень

Як деформаційну характеристику використовують модуль пружності $E_{пр}$, що враховує пружні деформації скелету ґрунту. Для оцінки стану

граничної рівноваги використовуються різноманітні умови міцності (з використанням кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення c) та додаткові фізичні рівняння, що враховують, особливості нелінійного деформування ґрунтів (ділатансія та інше). В окремих моделях пружно-пластичного тіла використовують паспорти руйнування і деформування ґрунтів для різних видів напружено-деформованого стану.

Загальні деформації ґрунтів основи обчислюються за формулою:

$$\varepsilon = \varepsilon_{i\delta} + \varepsilon_{i\bar{e}},$$

де $\varepsilon_{i\delta}$ – пружні деформації скелета ґрунту,

$\varepsilon_{i\bar{e}}$ – залишкові пластичні деформації ґрунту.

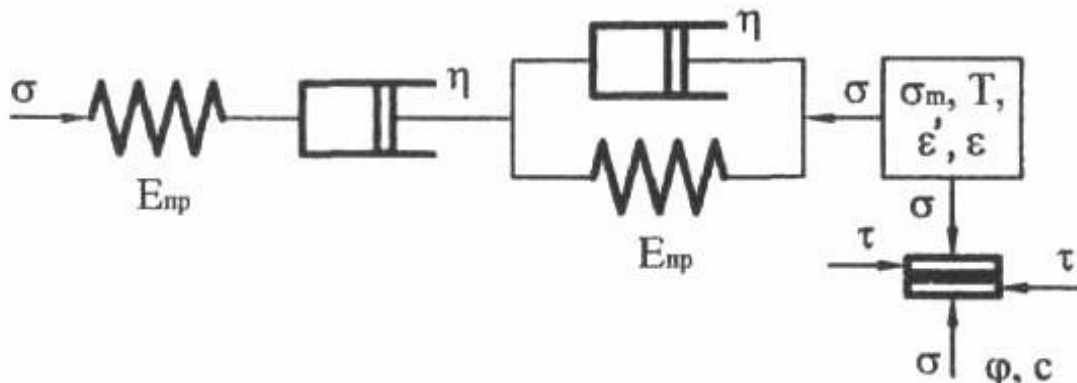
Модель пружно–пластичного тіла може використовуватись для оцінки напружено-деформованого стану ґрунтового масиву тільки у певні момент часу без урахування реологічних процесів від початку навантаження.

4.5. Модель в'язко-пружно-пластичного тіла

Модель в'язко-пружно-пластичного тіла (рис. 4.5) використовують для оцінки напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в широкому діапазоні навантаження, визначення деформацій, несучої здатності та стійкості ґрунтів основи, схилів та відкосів у часі з врахуванням реологічних властивостей ґрунтів та особливостей взаємодії фаз ґрунту в процесі навантаження.

Як деформаційну характеристику використовують модуль пружності $E_{пр}$, що враховує пружні деформації скелета ґрунту.

Для оцінки стану граничної рівноваги використовуються різноманітні умови міцності (з використанням кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення c) та додаткові фізичні рівняння, що враховують особливості нелінійного деформування ґрунтів (ділатансія, повзучість, релаксація напруження., витіснення води з пор ґрунту та інше).



а

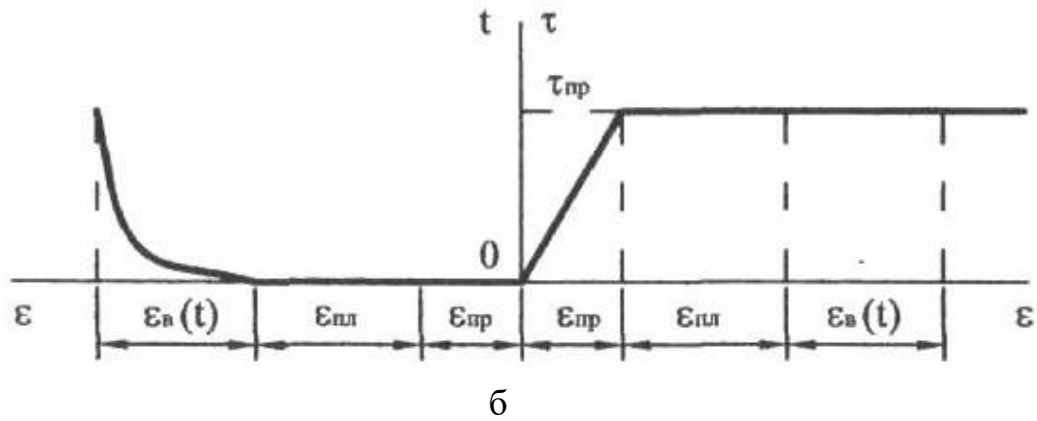


Рис.4.5. Модель в'язко-пружно-пластичного тіла:

а – механічна модель в'язко-пружно-пластичного тіла; б – діаграма напружень

В моделі в'язко-пружно-пластичного) тіла використовують рівняння та математичний апарат теорії пружності, пластичності та повзучості. Загальні деформації ґрунтів основи обчислюються за формулою:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_a(t) + \varepsilon_{i\delta} + \varepsilon_{i\bar{\varepsilon}},$$

де $\varepsilon_a(t)$ – деформації ґрунту, що змінюються у часі;

$\varepsilon_{i\delta}$ – миттєві пружні деформації скелету ґрунту,

$\varepsilon_{i\bar{\varepsilon}}$ – миттєві залишкові пластичні деформації ґрунту.

5. ВИЗНАЧЕННЯ НАПРУЖЕНЬ В ҐРУНТОВОМУ МАСИВІ

Для оцінки та прогнозування поведінки ґрунтового масиву під навантаженням необхідно вміти оцінювати його напружено-деформований стан. Напруження в ґрунтовому масиві можуть визначатися польовими (датчики тиску), лабораторними (фізичне моделювання) та теоретичними методами (теорії пружності та пластичності). В інженерній практиці найчастіше використовують теоретичні методи з використанням моделі лінійно-деформованого або пружно-пластичного тіла. Схеми навантажень, які мають теоретичні рішення і таблиці коефіцієнта мінливості напружень в лінійно-деформованому ґрунтовому масиві приведені на рис. 5.1 та рис.5.2. За наявності складних форм навантажень на ґрунтовий масив для визначення напружень в ґрунтовому масиві використовують принцип суперпозиції, розбиваючи складну форму навантаження на декілька простих, або використовують чисельні методи розрахунку (МКЕ, МГЕ, МКР, МІГ та інші).

В будь-якій точці ґрунтового масиву виникає система напружень, спричинена власною вагою вищележачих шарів ґрунту – *природні* напруження та прикладеного до поверхні ґрунтового масиву зовнішнього навантаження – *додаткові* напруження.

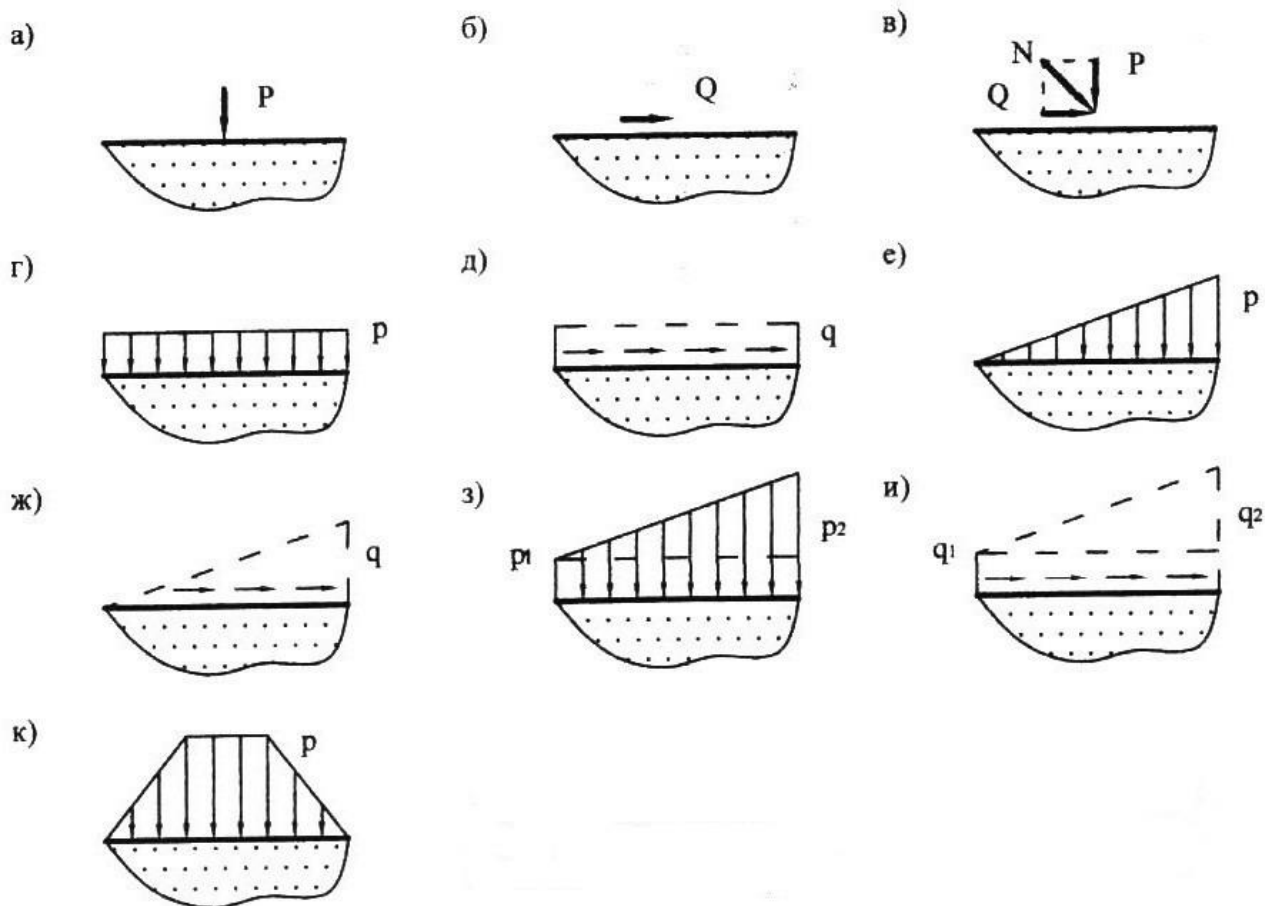


Рис. 5.1. Схеми навантажень у напівплощині, які мають теоретичні рішення.

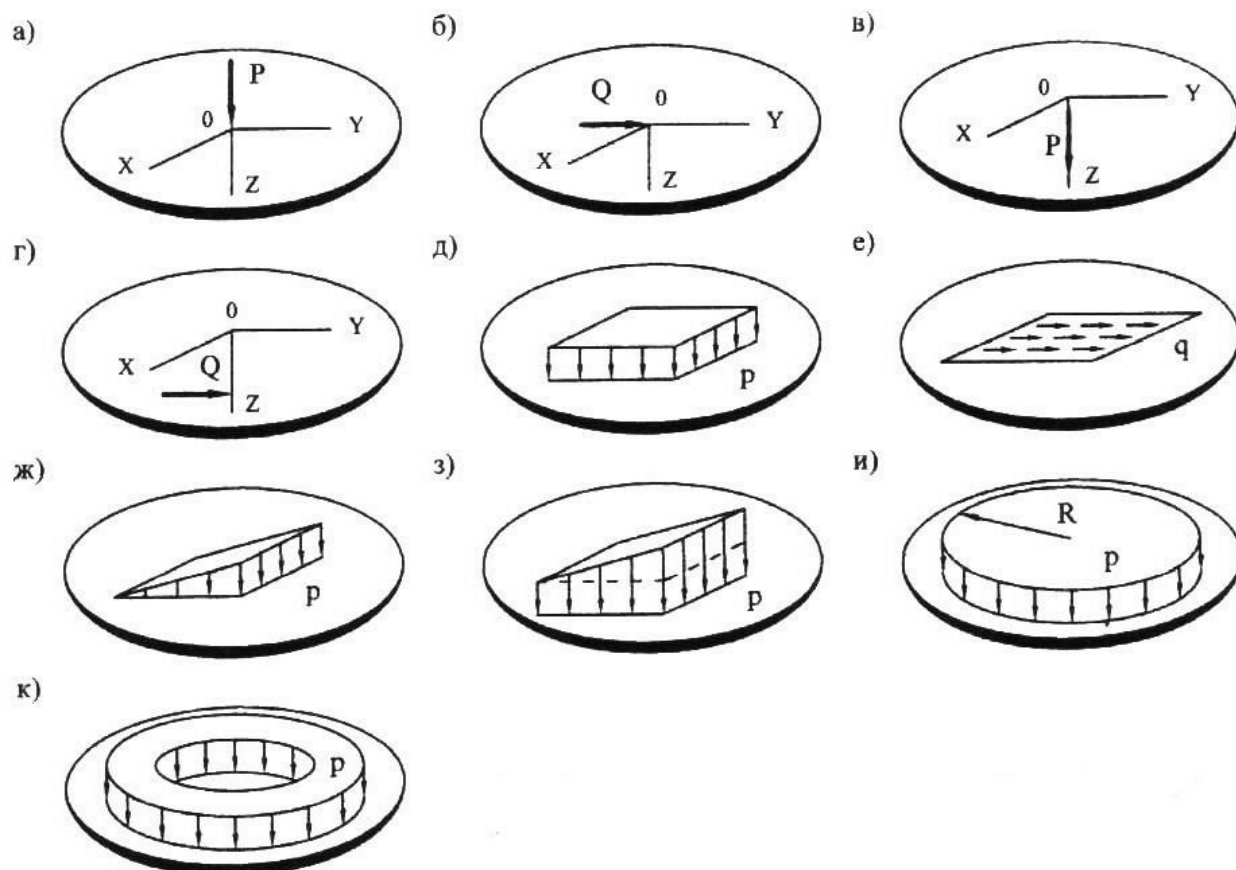


Рис. 5.2. Схеми навантажень у напівпросторі, які мають теоретичні рішення.

5.1. Фази напруженого стану ґрунтів

Розглянемо процес деформації масиву ґрунту від дії на нього місцевого зростаючого навантаження. Для цього на поверхні ґрунту, що має структурну міцність, розмістимо жорсткий штамп (чи фундамент), за підшовою якого на ґрунт передається зростаючий тиск p (рис. 5.1. а). Під його дією відбувається переміщення поверхні ґрунту (осідання штампа S), величина якого зростає із збільшенням p .

На (рис. 5.1.б) наведена крива деформації ґрунту від дії місцевого поступово зростаючого навантаження $S=f(p)$. На ній можна виділити чотири ділянки (фази): 0–1'; 1'–1; 1–2; 2–3.

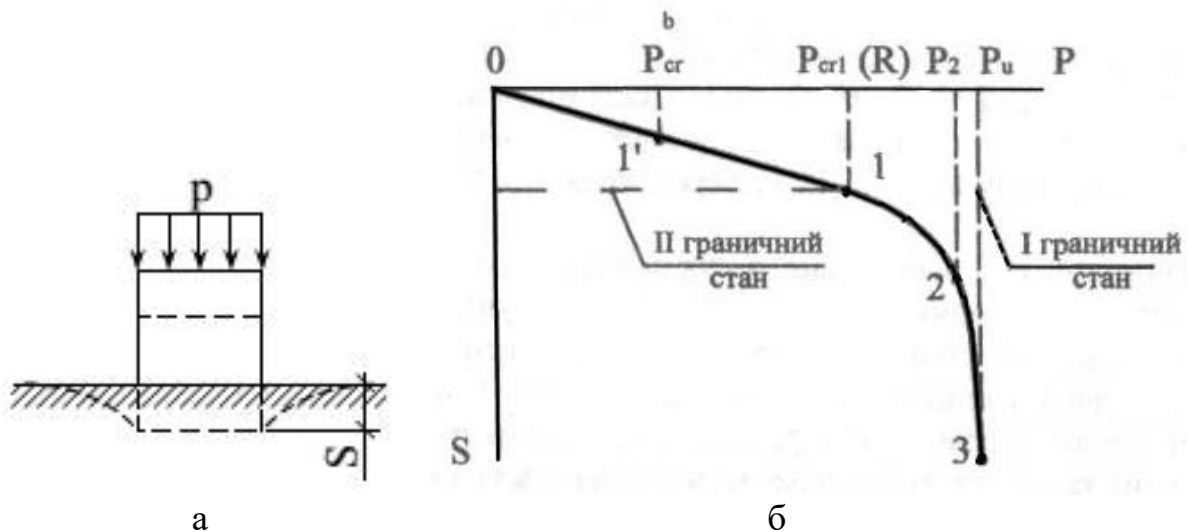


Рис. 5.1. Деформація ґрунтового масиву від дії місцевого зростаючого навантаження: а – випробування ґрунту штампом; б – графік залежності його осідання $S=f(p)$

- ділянка 0–1' – фаза ущільнення без утворення місцевих зон зсуву (рис. 5.2.а). Ґрунт під підшовою фундаменту поступово ущільнюється. Місцеві зони зсувів під краями фундаменту відсутні. Має місце лінійна залежність між напруженнями і деформаціями.

- ділянка 1'–1 – фаза ущільнення з утворенням місцевих зон зсувів (рис. 5.2.б). Ґрунт під підшовою фундаменту продовжує ущільнюватись. Місцеві зони зсуву утворюються по краях фундаменту, їх глибина не перевищує значень $b/4$, де b – ширина підшови фундаменту. Має місце лінійна залежність між напруженнями і деформаціями. Точка 1 є граничною точкою використання моделі лінійно-деформованого тіла для визначення осідань ґрунтів основи під навантаженням.

- ділянка 1–2 – фаза інтенсивного зсуву і ущільнення (рис. 5.2.в). Ущільнення ґрунту під підшовою фундаменту завершується формуванням жорсткого ядра під підшовою. Місцеві зони зсуву по краях фундаменту ростуть в глибину та з'єднуються один з одним. Між напруженнями і деформаціями має місце нелінійна залежність.

- ділянка 2–3 – фаза утворення безперервних поверхонь ковзання (рис. 5.2.г). Жорстке ядро під підшоною фундаменту не руйнується, а розсуває ґрунт в сторони при зануренні. Утворена область зсуву ґрунту по крайовій поверхні ковзання. Ґрунти основи втрачають стійкість (втрата несучої здатності). Граничне навантаження на основу можна визначити з використанням моделі жорстко-пластичного тіла.

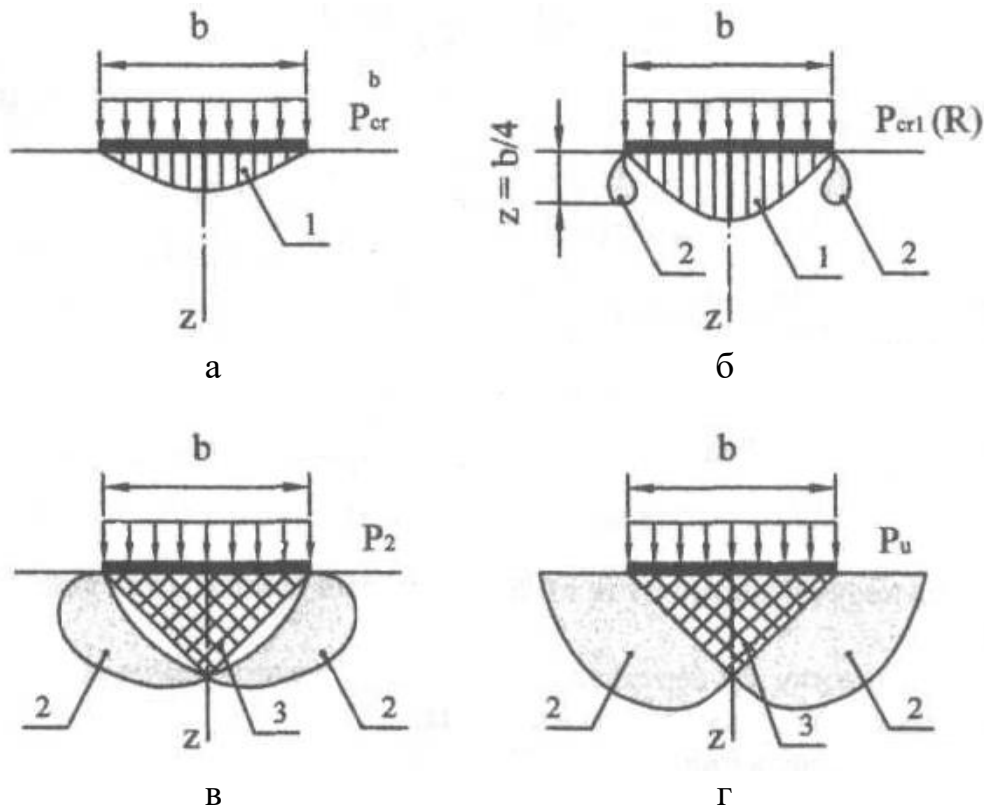


Рис. 5.2. Схеми розвитку зон пластичних деформацій в ґрунтах основи фундаменту при збільшенні навантаження: а – фаза ущільнення без утворення місцевих зон зсуву; б – фаза ущільнення з утворенням місцевих зон зсувів; в – фаза інтенсивного зсуву і ущільнення; г – фаза утворення безперервних поверхонь ковзання; 1 – область ущільнення; 2 – зони зсуву; 3 – жорстке ядро

Залежно від глибшої занурення d підшови фундаменту шириною b та характеру навантаження розрізняють такі види випору ґрунту при втраті стійкості та несучої здатності ґрунтів основи від вертикальної складової навантаження (рис. 5.3):

- при співвідношенні $d/b \leq 2$ – двохсторонній поверхневий випір ґрунту. Область зсуву виходить на поверхню ґрунту.
- при співвідношенні $2 < d/b \leq 4$ – незамкнений глибинний випір ґрунту. Область зсуву досягає площини підшови фундаменту, деформуючи масив ґрунту, що розміщений у бічних граней фундаменту.

- при співвідношенні $d/b > 4$ – замкнений глибинний випір. Область зсуву замкнена на бічних гранях фундаменту.

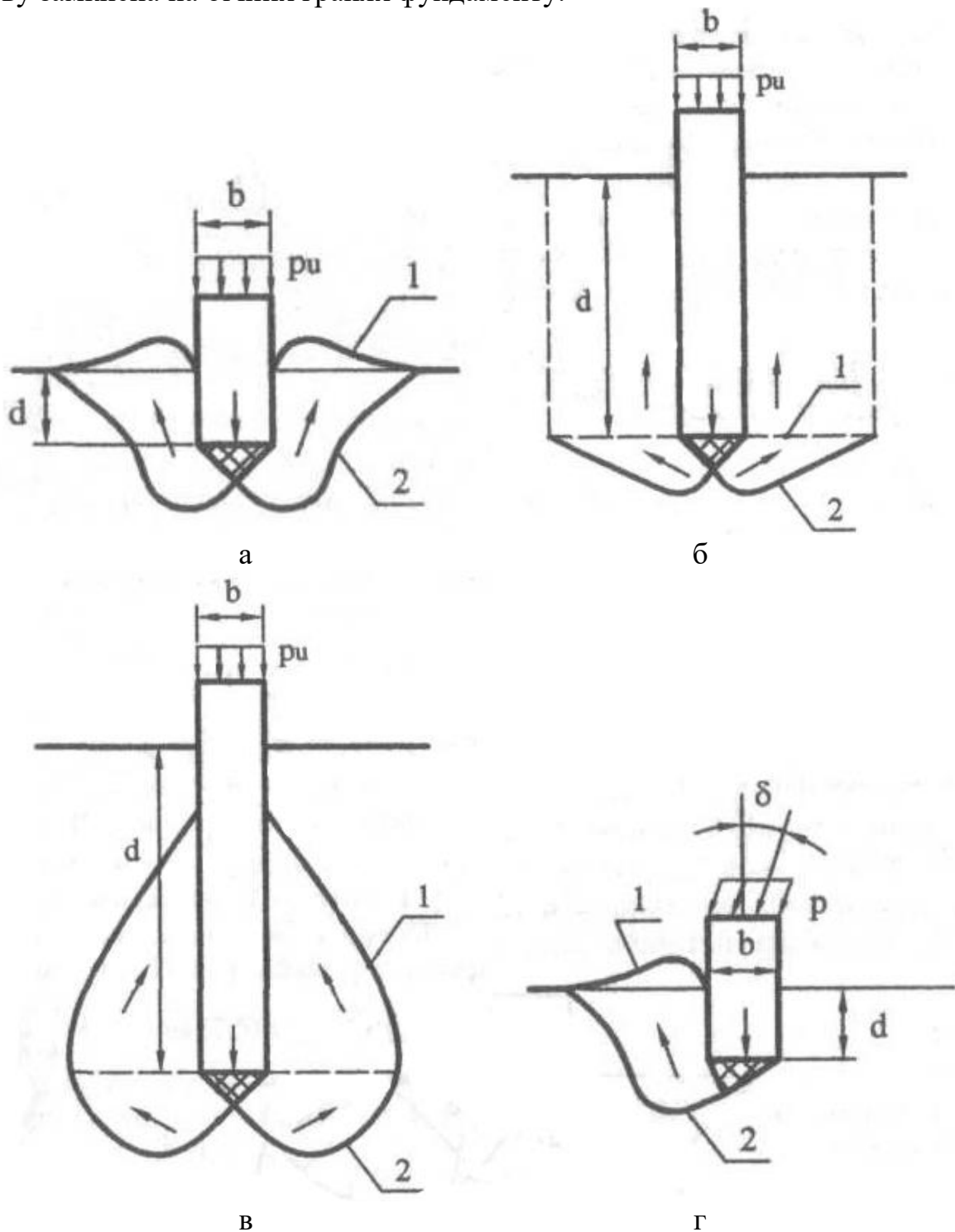


Рис. 5.3. Види випору ґрунтів основи фундаментів при втраті стійкості та несучої здатності: а – двосторонній поверхневий випір;
 б – незамкнений глибинний випір;
 в – замкнений глибинний випір; г – односторонній поверхневий випір;
 1 – поверхня випору; 2 – поверхня ковзання

- при нахиленому навантаженні ($\text{tg} \delta < \sin \varphi$, де δ – кут нахилу рівнодіючої зовнішнього навантаження відносно вертикалі) – несиметричний

двохсторонній або односторонній випір ґрунту в напрямі горизонтальної складової навантаження.

5.2. Напруження в ґрунті від дії зосередженого навантаження

В інженерній практиці вертикальні стисливі напруження σ_z від дії зосередженого навантаження P визначають за формулою:

$$\sigma_z = K \cdot \frac{P}{z^2},$$

де $K = f\left(\frac{r}{z}\right)$ – коефіцієнт мінливості напружень по глибині;

r – відстань від розглядуваної точки до осі Z .

Якщо на поверхні напівпростору прикладені декілька зосереджених зусиль $P_1, P_2, P_3 \dots P_n$ (рис. 5.4), то стисливе вертикальне напруження у будь-якій точці ґрунтового масиву можна визначити, користуючись принципом суперпозиції, за формулою:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n K_i \cdot \frac{P_i}{z^2},$$

де $K_i = f\left(\frac{r_i}{z}\right)$ – коефіцієнти мінливості напружень по глибині для відповідних зусиль P_i .

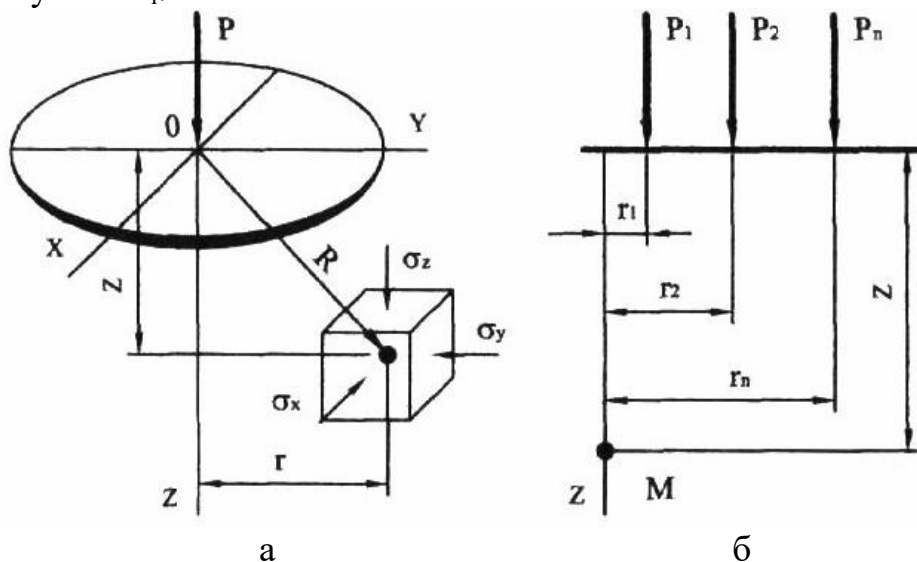


Рис. 5.4. Навантаження поверхні напівпростору зосередженим зусиллям:

а – зосереджене зусилля на поверхні напівпростору;

б – схема дії декількох зосереджених зусиль

Вертикальне стисливе напруження в ґрунтовому масиві при дії зосередженого горизонтально прикладеного зусилля на поверхні лінійно-деформованого напівпростору визначають за формулою:

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{y \cdot z^2}{R^5}.$$

Прикладене до поверхні лінійно-деформованого напівпростору нахилене зосереджене зусилля N розкладають на вертикальну P та горизонтальну Q складові. Вертикальне стисливе напруження в будь-якій точці ґрунтового масиву обчислюють як додатак напружень від кожної складової:

$$\sigma_z = \sigma_z^P + \sigma_z^Q,$$

де σ_z^P – вертикальне стисливе напруження від вертикальної складової P ,

σ_z^Q – вертикальне стисливе напруження від горизонтальної складової Q .

Вертикальні стисливі напруження в будь-якій точці ґрунтового масиву від вертикального зосередженого зусилля, що прикладене всередині лінійно-деформованого напівпростору, обчислюють за формулою:

$$\sigma_z^d = K_d \cdot \frac{P}{d^2},$$

де d, r – відповідно вертикальна та горизонтальна відстань між точкою та вертикально прикладеним зусиллям,

$K_d = f\left(\frac{z}{d}; \frac{r}{d}\right)$ – коефіцієнт мінливості напружень по глибині.

5.3. Напруження в ґрунті від дії рівномірно-розподіленого вертикального навантаження

В інженерній практиці вертикальні стисливі напруження по глибині під кутом та в центрі прямокутної площі навантаження обчислюють за формулами:

$$\sigma_z^c = a_c \cdot p$$

$$\sigma_z^0 = a_0 \cdot p,$$

де $a_c = \frac{1}{4} f\left(\xi = \frac{2 \cdot z}{b}; \eta = \frac{l}{b}\right)$ – коефіцієнт мінливості напружень по глибині під кутом прямокутної площі навантаження;

$a_0 = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z}{b}; \eta = \frac{l}{b}\right)$ – коефіцієнт мінливості напружень по глибині в центрі прямокутної площі навантаження;

b та l – ширина та довжина прямокутної площі навантаження (рис. 5.5)

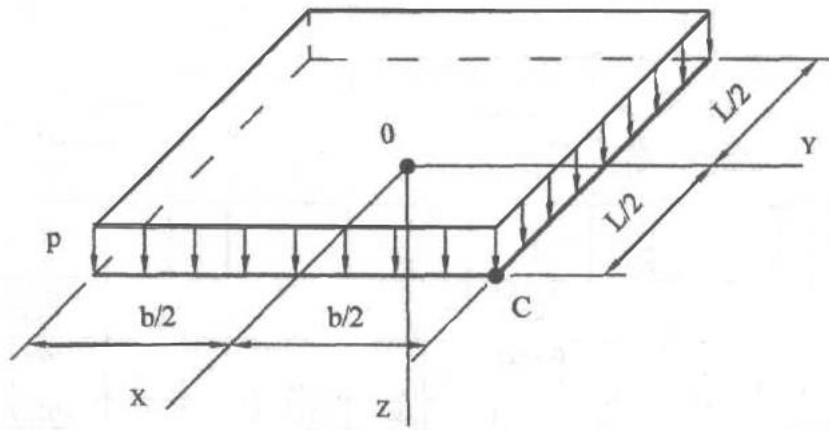


Рис. 5.5. Рівномірно-розподілене навантаження по площині прямокутника на поверхні напівпростору

Вертикальні стисливі напруження в інших точках ґрунтового масиву визначають методом кутових точок, що використовує принцип суперпозиції напружень в кутових точках прямокутних площ навантаження. Для цього площу навантаження (в тому числі фіктивну) розбивають на окремі прямокутники таким чином, щоб розглянута точка стала кутовою для цих прямокутників. Напруження в цій точці визначають як алгебраїчний додатак напружень від кожної прямокутної площі навантаження:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n a_{ci} \cdot p,$$

$a_{ci} = \frac{1}{4} \cdot f\left(\xi = \frac{z}{b_i}; \eta = \frac{l_i}{b_i}\right)$ – коефіцієнти мінливості напружень по глибині під

кутовими точками окремих прямокутників навантаження,

b_i та l_i – ширина та довжина окремого прямокутника навантаження.

За характером розташування довільної точки M ґрунтового масиву використовують такі основні схеми розбивки прямокутної площі навантаження $abcd$ за методом кутових точок для визначення вертикальних напружень в цій точці:

▪ точка M знаходиться на контурі прямокутної площі навантаження (рис. 5.6.а):

$$\sigma_z = \sigma_{adeM} + \sigma_{cdeM} = (\alpha_{c,adeM} + \alpha_{c,cdeM}) \cdot p;$$

▪ точка M знаходиться всередині прямокутної площі навантаження (рис. 5.6.б):

$$\sigma_z = \sigma_{aegM} + \sigma_{bfgM} + \sigma_{cehM} + \sigma_{fdhM} = (\alpha_{c,aegM} + \alpha_{c,bfgM} + \alpha_{c,cehM} + \alpha_{c,fdhM}) \cdot p;$$

▪ точка M знаходиться за межами прямокутної площі навантаження (рис. 5.6.в):

$$\sigma_z = \sigma_{aegM} + \sigma_{bfgM} - \sigma_{cehM} - \sigma_{fdhM} = (\alpha_{c,aegM} + \alpha_{c,bfgM} - \alpha_{c,cehM} - \alpha_{c,fdhM}) \cdot p.$$

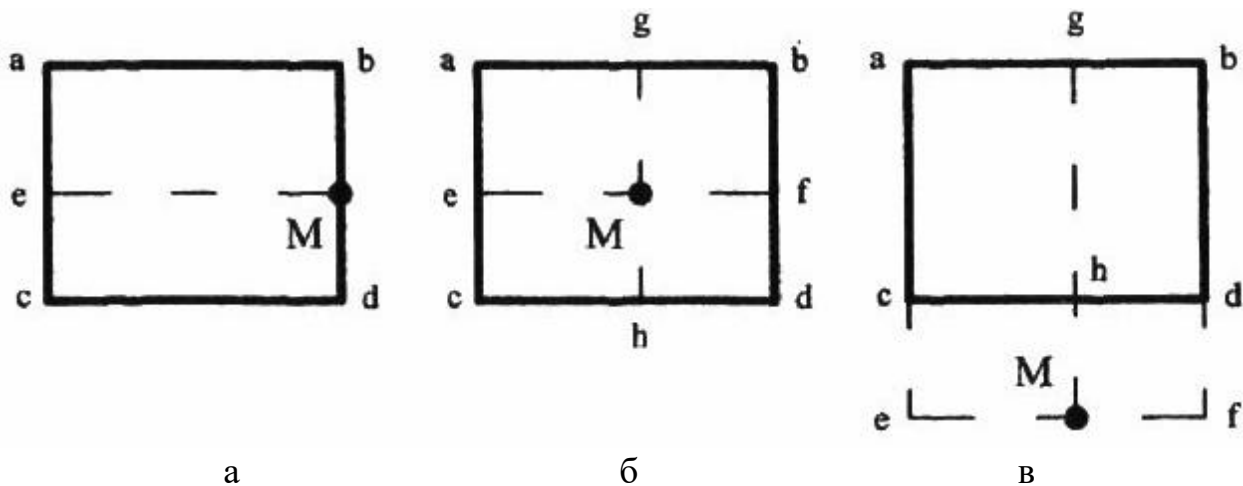


Рис. 5.6. Схеми розбивки прямокутної площі навантаження $abcd$ за методом кутових точок при визначенні напружень в довільній точці ґрунтового масиву: а – по контуру прямокутної площі навантаження; б – всередині прямокутної площі навантаження; в – за межами прямокутної площі навантаження

Вертикальні стисливі напруження по глибині в центрі кругового рівномірно розподіленого навантаження, що прикладене до поверхні лінійно-деформованого напівпростору, обчислюють за формулою:

$$\sigma_z = \alpha \cdot p,$$

де $\alpha = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z}{b}\right)$ – коефіцієнт мінливості напружень по глибині

в центрі кругового рівномірно розподіленого навантаження;

d – діаметр кругового рівномірно розподіленого навантаження.

5.4. Напруження в ґрунті від дії вертикально навантаження

Вертикальне зосереджене зусилля.

Для плоско-деформованого стану вертикально зосереджене зусилля є нескінченим рівномірно розподіленим зусиллям по осі X (рис. 5.7.а). Рішення задачі розподілу напружень для однорідного та ізотропного середовища від вертикального зосередженого зусилля отримано в 1892 р. Фламаном.

Вертикальні переміщення будь-якої точки поверхні напівплощини ($z=0$) обчислюють за формулою:

$$W_z = -\frac{2}{\pi} \cdot \frac{1-\mu^2}{E} \cdot P \cdot \ln|y| + C,$$

де E – модуль деформації;

μ – коефіцієнт Пуасона для ґрунту;

C – довільна постійна;

y – координата по осі Y розглядуваної точки поверхні напівплощини.

При $y=0$ вертикальне переміщення поверхні становитиме $W_z = \infty$.

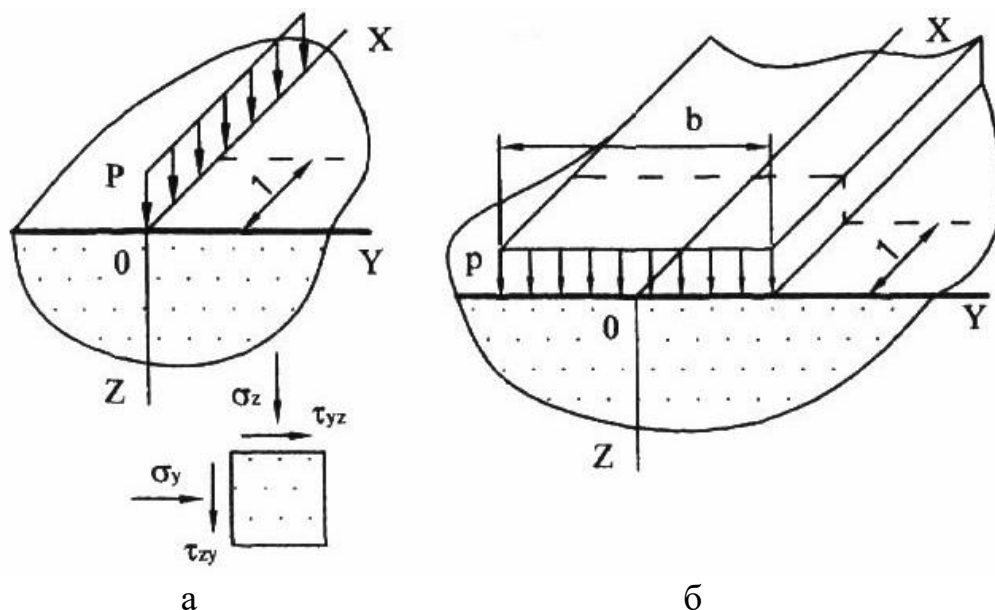


Рис. 5.7. Схеми навантажень: а – вертикальне зосереджено навантаження;
б – рівномірне розподілене смугове навантаження

Вертикальне рівномірне розподілене смугове навантаження

В інженерній практиці напруження в ґрунтовому масиві від рівномірно розподіленого смугового навантаження (рис. 5.7.б) обчислюють за формулами:

$$\sigma_y = K_y \cdot p,$$

$$\sigma_z = K_z \cdot p,$$

$$\tau_{yz} = K_{yz} \cdot p,$$

де K_y , K_z , K_{yz} – коефіцієнти мінливості горизонтального, вертикального та дотичного напружень для рівномірно розподіленого смугового навантаження.

Ізолії та епюри напружень в ґрунтовому масиві від смугового навантаження приведені на рис. 5.7. та рис. 5.8. Вплив стисливих напружень по глибині в умовах плоско-деформованого стану основ стрічкових фундаментів більший ніж в умовах просторової роботи ґрунтів основи стовпчастих фундаментів. Під подошвою навантаження формується область ущільнення ґрунту. Області зсувів в ґрунтовому масиві зароджуються по краях смугового навантаження.

Трикутне навантаження.

В інженерній практиці вертикальні напруження від трикутного навантаження в умовах плоско-деформованого стану (рис. 5.1.є) обчислюють за формулою

$$\sigma'_z = K'_z \cdot p,$$

де K'_z – коефіцієнти мінливості вертикального напруження для трикутного навантаження.

Максимальні значення вертикальних стисливих напружень по глибині мають місце поблизу центра ваги трикутного навантаження

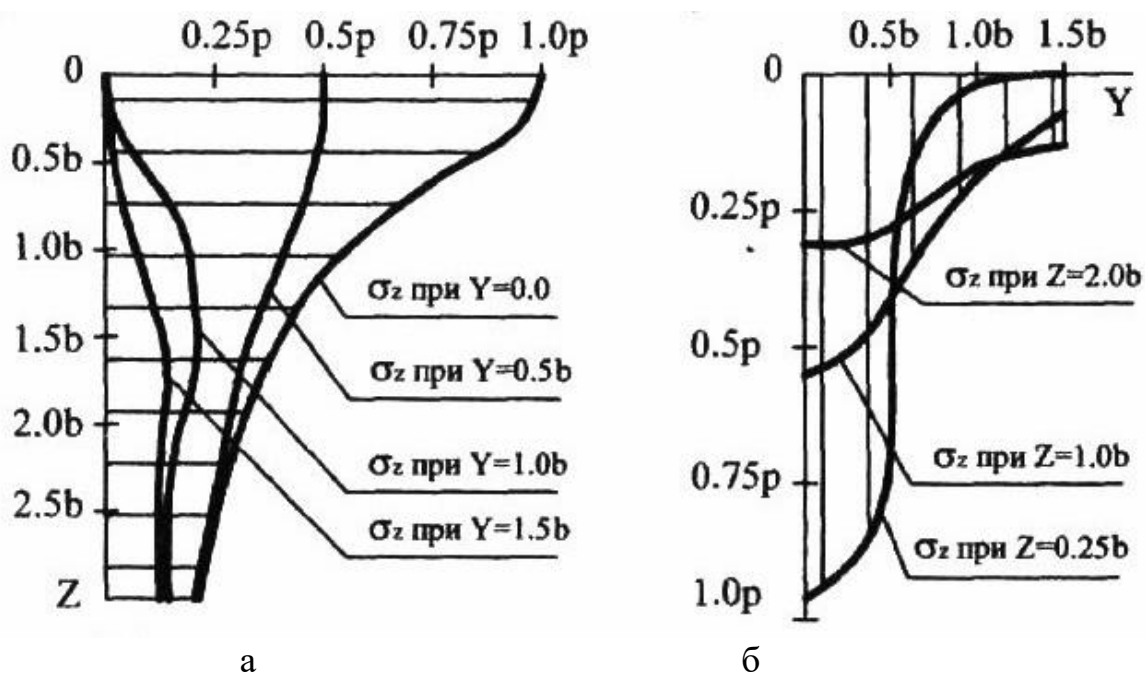


Рис. 5.7. Епюри вертикальних стисливих напружень σ_z в ґрунтовому масиві: а – в вертикальних перерізах; б – в горизонтальних перерізах

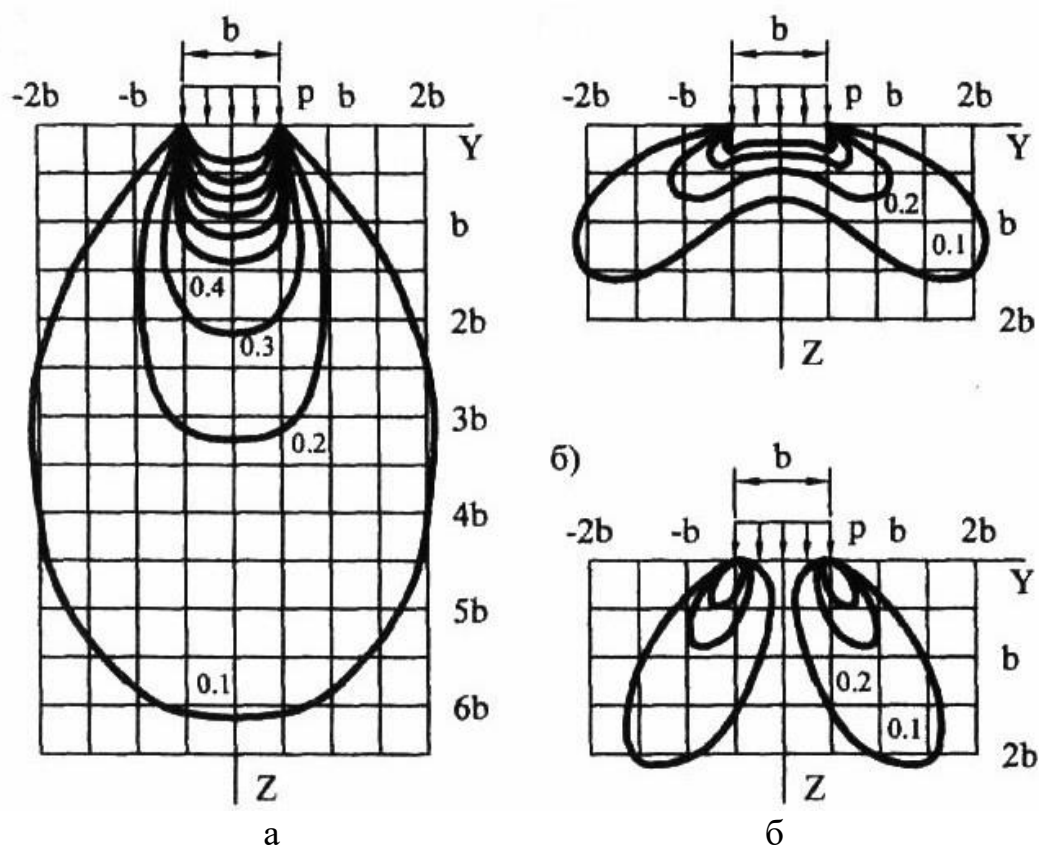


Рис. 5.8. Ізолінії напружень в ґрунтовому масиві від рівномірно розподіленого смугового навантаження: а – вертикальне напруження σ_z ; б – горизонтальне напруження σ_y ; в – дотичне напруження τ_{yx}

5.5. Вплив розмірів площі навантаження, неоднорідності та анізотропії ґрунтового масиву

Збільшення розмірів площі навантаження при постійному значенні інтенсивності навантаження призводить до збільшення розмірів області розповсюдження напружень в плані та по глибині (рис 5.9). При цьому наявність сильностисливого шару або прошарку ґрунту в межах стисливої товщі ґрунтів основи може суттєво вплинути на осідання споруди. Але зменшення інтенсивності навантаження на ґрунти основи при незмінній площі навантаження або за рахунок збільшення площі навантаження призводить до зменшення розмірів області розповсюдження вертикальних напружень по глибині

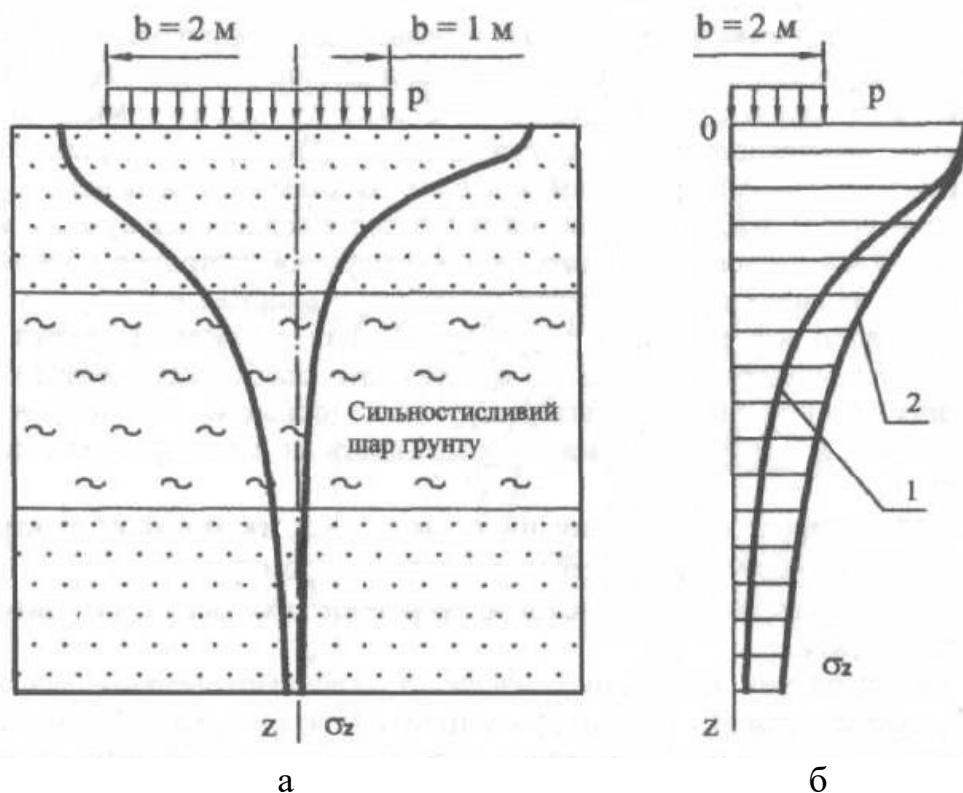


Рис. 5.9. Вплив розмірів площі навантаження на розповсюдження вертикальних напружень по глибині:

а – епюри вертикальних напружень при мінливості ширини площі навантаження; б – епюра вертикальних напружень при мінливості довжини площі навантаження; 1 – стовпчастий квадратний фундамент; 2 – стрічковий фундамент

В умовах природного або штучного залягання ґрунтовий масив зазвичай, має декілька шарів та прошарків ґрунтів різної товщини та з різними фізико-механічними властивостями, тобто є багат шаруватою неоднорідною основою. Існуюча шарувата неоднорідність основи починає суттєво впливати на розподіл напружень в ґрунтовому масиві при різниці модулів деформації між суміжними шарами в 2...3 рази та більше за рахунок мінливості напружено-деформованого стану на границі між шарами ґрунту порівняно і однорідним

(ізотропним) ґрунтовим масивом. В більшості випадків, при розрахунку осідання ґрунтів основи розподіл вертикальних напружень від зовнішнього навантаження приймають як для однорідної (ізотропної) основи, а вплив неоднорідності ґрунтів основи на осідання споруди враховують за рахунок мінливості деформаційних характеристик для окремого шару ґрунту. Але в певних випадках необхідно враховувати особливості розподілу вертикальних напружень в багат шаруватих основах. В існуючих теоретичних рішеннях ґрунтовий масив розглядають як двохшарову систему (рис. 5.10):

- стисливий шар ґрунтового масиву підстиляється жорстким шаром ґрунту;
- жорсткий шар ґрунту підстиляється стисливим шаром ґрунту;
- в однорідному ґрунтовому масиві є жорсткий або більш стисливий прошарок ґрунту.

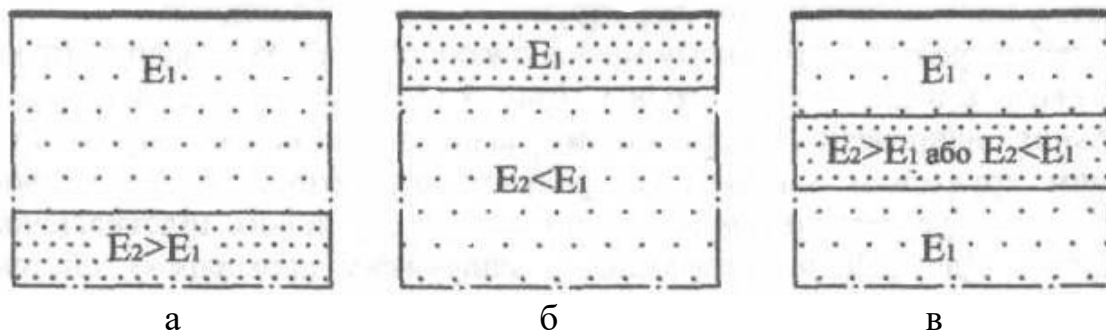


Рис. 5.9. Схеми двохшарового неоднорідного ґрунтового масиву:

- а – з підстеляючим жорстким шаром ґрунту;
б – з підстиляючим стисливим шаром ґрунту; в – з жорстким або стисливим прошарком ґрунту в ґрунтовому масиві

У двохшаровому ґрунтовому масиві зі стисливим верхнім шаром ґрунту та жорстким нижнім шаром ґрунту (рис. 5.10) має місце збільшення (концентрація) вертикальних напружень у верхньому стисливому шарі ґрунту порівняно з однорідним масивом. Концентрація напружень тим більша, чим менше товщина верхнього стисливого шару ґрунту порівняно з розмірами площі навантаження. Вплив концентрації вертикальних напружень на осідання стисливого шару ґрунту враховують для основ споруд, які мають значні розміри в плані, товща стисливих ґрунтів підстиляється скельними ґрунтами, а потужність стисливої товщі ґрунту не перевищує ширини споруди. При визначенні осідання розрахункову схему ґрунтового масиву приймають у вигляді стисливого шару ґрунту обмеженої товщини.

У двохшаровому ґрунтовому масиві з жорстким верхнім шаром ґрунту та стисливим нижнім шаром ґрунту (рис. 5.11) має місце зменшення вертикальних напружень в стисливому шарі з глибиною порівняно з однорідним ґрунтовим масивом за рахунок перерозподілу зовнішнього навантаження жорстким шаром на більшу площу стисливого підстиляючого шару ґрунту.

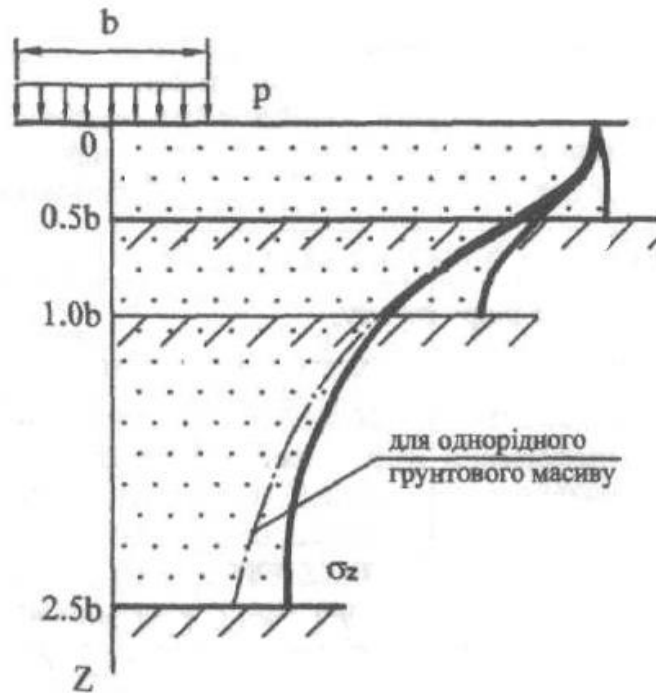


Рис. 5.10. Розподіл вертикальних напружень по глибині під центром рівномірно розподіленого смугового навантаження в стисливому шарі ґрунту обмеженої товщини

Для оцінки перерозподілу напружень двохшарову систему приводять до еквівалентної одношарової шляхом заміни жорсткого шару еквівалентним стисливим шаром ґрунту основи товщиною h_a , яку обчислюють за співвідношенням модулів пружності:

$$h_e = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{E_{i\delta 1}}{E_{i\delta 2}}},$$

або за співвідношенням модулів деформації:

$$h_e = h_1 \cdot \sqrt[2.5]{\frac{E_1}{E_2}},$$

де h_1 – товщина жорсткого шару ґрунту;

$E_{i\delta 1}, E_{i\delta 2}$ – модулі пружності жорсткого та стисливого шару ґрунту відповідно;

E_1, E_2 – модулі деформації жорсткого та стисливого шару ґрунту відповідно

Після приведення товщини жорсткого шару ґрунту h_1 , до еквівалентного шару ґрунту h_a вертикальні напруження в ґрунтовому масиві визначають як для одношарового ґрунтового масиву (рис. 5.11).

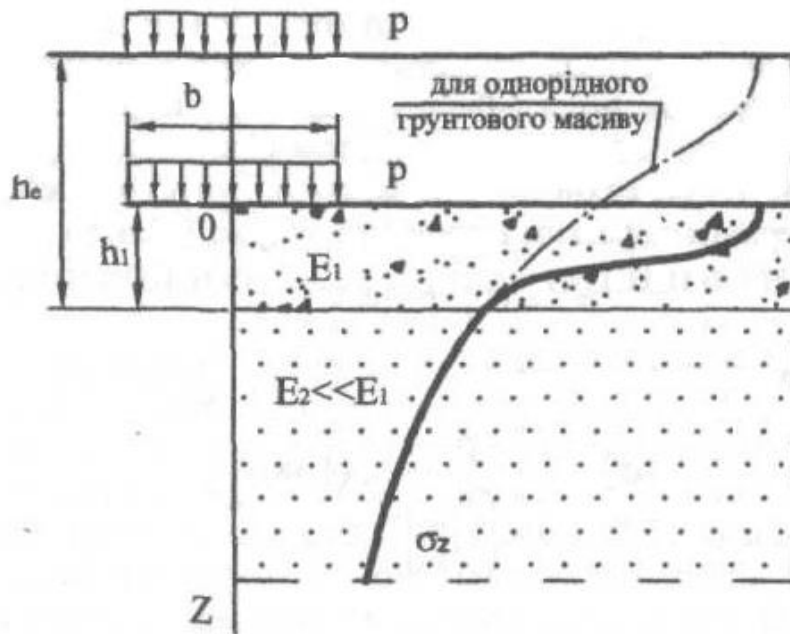


Рис. 5.11. Розподіл вертикальних напружень по глибині під центром рівномірно розподіленого смугового навантаження в двохшаровій неоднорідній основі з жорстким шаром ґрунту

Вплив жорсткого верхнього шару ґрунту на розподіл вертикальних напружень в підстилаючому стисливому шарі ґрунтів враховують при наявності в основах споруд шарів та прошарків слабих ґрунтів, при проектуванні основ шаруватих дорожніх покриттів, та ін. В інженерній практиці розподіл вертикальних напружень по глибині в основах шаруватих дорожніх покриттів визначають по осі кругового рівномірно розподіленого навантаження на поверхні двохшарового лінійно-деформованого напівпростору з верхнім жорстким шаром ґрунту (рис. 5.1.и) за формулою:

$$\sigma_z = K_d \cdot p,$$

або за емпіричною формулою

$$\sigma_z = \frac{p}{1 + \left(\frac{H_e}{D} \right)},$$

де p – інтенсивність кругового рівномірно розподіленого навантаження;

K_d – коефіцієнт мінливості напружень для двошарового напівпростору;

H_e – розрахункова глибина точки, в якій визначаються напруження при заміні товщини верхнього жорсткого шару еквівалентним шаром стисливого ґрунту;

D – діаметр кругового рівномірно-розподіленого навантаження.

Порівняно з ізотропним ґрунтовим масивом анізотропія ґрунтового масиву призводить до концентрації напружень в напрямках, де

деформованість ґрунтового масиву менша, та до зменшення напружень в напрямках, де його деформованість більша

5.6. . Напруження від власної ваги ґрунту

При визначенні вертикальних стисливих напружень від власної ваги ґрунту використовують гіпотезу гідростатичного тиску – лінійне збільшення напружень від власної ваги ґрунту з глибиною. При горизонтальній поверхні напруження на глибині Z в ґрунтовому масиві від власної ваги ґрунту становитимуть:

$$\sigma_{zg} = \int_0^z \gamma \cdot dz,$$

$$\sigma_{xg} = \sigma_{yg} = \xi \cdot \sigma_{zg},$$

$$\tau_{zy} - \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0,$$

де γ – питома вага ґрунту;

Z – глибина розглянутої точки від поверхні землі;

ξ – коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою.

Вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на глибині Z обчислюють за формулою :

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot h_i,$$

де γ_i та h_i – питома вага та товщина i -го шару ґрунту;

n – кількість шарів від поверхні до глибини Z .

Для залягаючих нижче рівня підземних вод неущільнених ґрунтів, пісків, мулів, супісків і суглинків при наявності в порах вільної гідравлічнобезперервної води значення питомої ваги ґрунту приймають з врахуванням зважуючої дії води й обчислюється за формулою

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e},$$

де γ_s – питома вага частинок ґрунту, кН/м^3 ;

$\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

e – коефіцієнт пористості ґрунту.

При наявності відносного водотриву враховують додатковий тиск стовпа підземних вод на його покрівлю і епюра буде мати горизонтальну ділянку, яка дорівнює.

$$d\sigma_{zg} = \gamma_w \cdot h_w,$$

де $\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – питома вага води;

h_w – товщина шару води, м

Для ґрунтових умов, показаних на рис. 5.12, вертикальні напруження від власної ваги на нижній межі першого шару дорівнює:

$$\sigma_{zg1} = \gamma_1 \cdot h_1.$$

Другий шар – пісок, є водоносним шаром, що залягає на шарі 3 – глини, що виконує роль водотриву. Оскільки питома вага ґрунту вище і нижче від рівня ґрунтової води має різне значення, напруження від власної ваги теж визначаються окремо для ділянок шару вище й нижче від рівня ґрунтової води. На рівні ґрунтової води вертикальні напруження від власної ваги дорівнює:

$$\sigma'_{zg2} = \sigma_{zg1} + \gamma_2 \cdot (h_2 - h_w)$$

У нижній частині шару (точка D) вертикальні напруження від власної ваги дорівнює:

$$\sigma''_{zg2} = \sigma'_{zg2} + \gamma_{2sb} \cdot h_w.$$

На покрівлю водотриву (шар 3) передається вертикальні напруження від власної ваги ґрунту і води, що розташована в порах:

$$\sigma_{zg2} = \sigma''_{zg2} + \gamma_w \cdot h_w.$$

На нижній межі шару 3 вертикальна напруга від власної ваги ґрунту дорівнює:

$$\sigma_{zg3} = \sigma_{zg2} + \gamma_3 \cdot h_3.$$

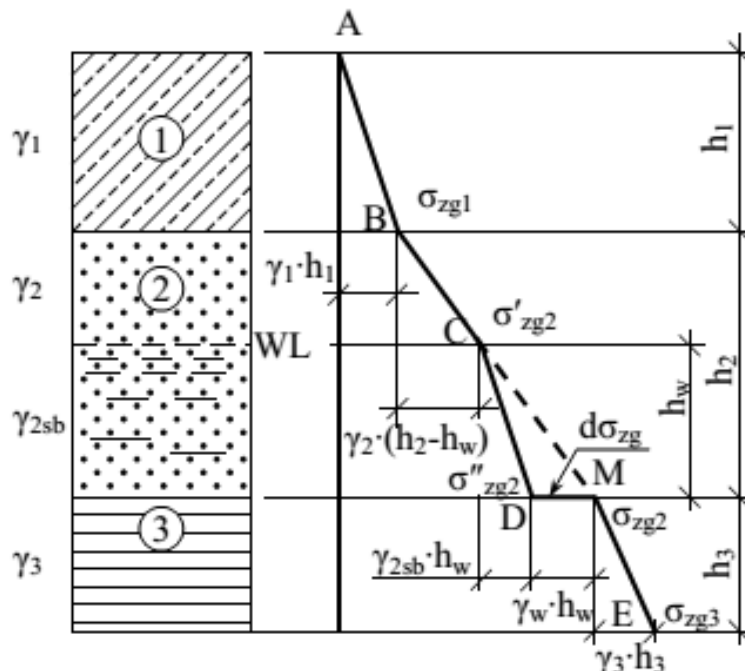


Рис. 5.12. Схема розподілу вертикальних напружень від власної ваги ґрунту: 1 – супісок; 2 – пісок; 3 – водотривка глина

Приведені вище формули визначення вертикальних напружень від власної ваги ґрунту не враховують особливості рельєфу місцевості, процесів гороутворення, наявності лінз, прошарків ґрунтів та ін.

Особливості визначення горизонтальних напружень в ґрунтовому масиві. Між вертикальними σ_z та горизонтальними σ_x , σ_y напруженнями в ґрунтовому масиві існує зв'язок:

$$\frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \xi_x, \quad \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \xi_y,$$

де ξ_x та ξ_y – коефіцієнти бічного тиску в напрямі осей X та Y.

Значення, що можуть приймати коефіцієнти бічного тиску, залежать від рельєфу місцевості, процесів гороутворення, наявності лінз та прошарків ґрунтів, горизонтальних переміщень ґрунту та (або) заглиблених конструкцій тощо та знаходяться в інтервалі $[\lambda_a, \lambda_p]$, де λ_a та λ_p – відповідно коефіцієнти активного та пасивного тиску ґрунту.

В умовах плоско-деформованого стану коефіцієнт бічного стиску у стані спокою становитиме:

$$\xi_x = \xi_y = \frac{\mu}{1 - \mu},$$

де μ - коефіцієнт Пуансона для ґрунту.

При обчислюванні горизонтальних напружень від власної ваги ґрунту звичайно приймають:

$$\xi_x = \xi_y = 1.$$

6. ОСІДАННЯ ГРУНТОВОГО МАСИВУ

Деформації в ґрунтовому масиві можуть визначатися польовими (ґрунтові марки, деформометри), лабораторними (фізичне моделювання) та теоретичними методами (теорії пружності, пластичності та повзучості). В інженерній практиці найчастіше використовують теоретичні методи з використанням моделі лінійно-деформованого тіла.

Загальні деформації ґрунтового масиву, що мають певну швидкість протікання у часі, складаються з деформацій об'єму (ущільнення) та формозміни (зсуву). Ці деформації можуть бути пружними та остаточними (змінюється структура ґрунтів при зведенні та експлуатації споруди). При проектуванні основ споруд обмежуються, як правило, обчисленням вертикальних деформацій (осідання) ґрунтового масиву під подошвою фундаментів. При сприйнятті фундаментом значних горизонтальних зусиль додатково обчислюють його горизонтальні переміщення, а для висотних споруд – нахил від моментів навантаження та (або) неоднорідності основи.

6.1. Визначення осадки методом загальних деформацій

Метод загальних деформацій використовують при визначенні осідань однорідних основ фундаментів круглої та прямокутної форми, а також при визначенні модуля деформації за результатами випробувань ґрунтів штампами. Метод загальних деформацій розглядає основу як однорідне лінійно-деформоване тіло у вигляді напівпростору або шару обмеженої товщини. Базується на строгих рішеннях теорії пружності для пружного напівпростору або шару обмеженої товщини шляхом заміни модуля пружності на модуль деформації. Враховує сумісні деформації поверхні основи під подошвою штампа, а також сумісні деформації поверхні основи за межами штампа. Осідання штампу на однорідній лінійно-деформованій основі обчислюють за формулою:

$$S = \frac{\omega \cdot p \cdot b \cdot (1 - \mu_0^2)}{E_0},$$

де ω – коефіцієнт, що враховує форму та жорсткість подошви штампа;

p – вертикальне рівномірно розподілене навантаження по подошві штампа;

b – ширина (діаметр) подошви штампу,

μ_0 – коефіцієнт відносної поперечної деформації. Для глин, суглинків твердих та напівтвердих $\mu_0=0,10\ldots0,15$; тугопластичних – $\mu_0=0,20\ldots0,25$; м'яко- та текучопластичних – $\mu_0=0,30\ldots0,40$ та текучих – $\mu_0=0,45\ldots0,50$; для супісків (в залежності від консистенції) $\mu_0=0,15\ldots0,30$, для пісків $\mu_0=0,20\ldots0,25$;

E_0 – модуль загальної деформації однорідної лінійно-деформованої основи.

6.2. Визначення осадки методом пошарового підсумовування

Метод пошарового підсумовування може використовуватись в будь-яких інженерно-геологічних умовах майданчика будівництва незалежно від розмірів подошви фундаментів. Розрахункова схема методу пошарового підсумовування є лінійно-деформований напівпростір з умовним обмеженням нижньої границі стисливої товщі ґрунтів H_c (рис.6.1): DL – позначка планування; NL – позначка поверхні природного рельєфу; FL – позначка подошви фундаменту; BC – нижня межа товщі, що стискується; d і d_n – глибини закладання подошви фундаменту від рівня природного рельєфу і рівня

планування; p – середній тиск під подошвою фундаменту; N – рівнодіюча зовнішніх вертикальних сил на обрізі фундаменту.

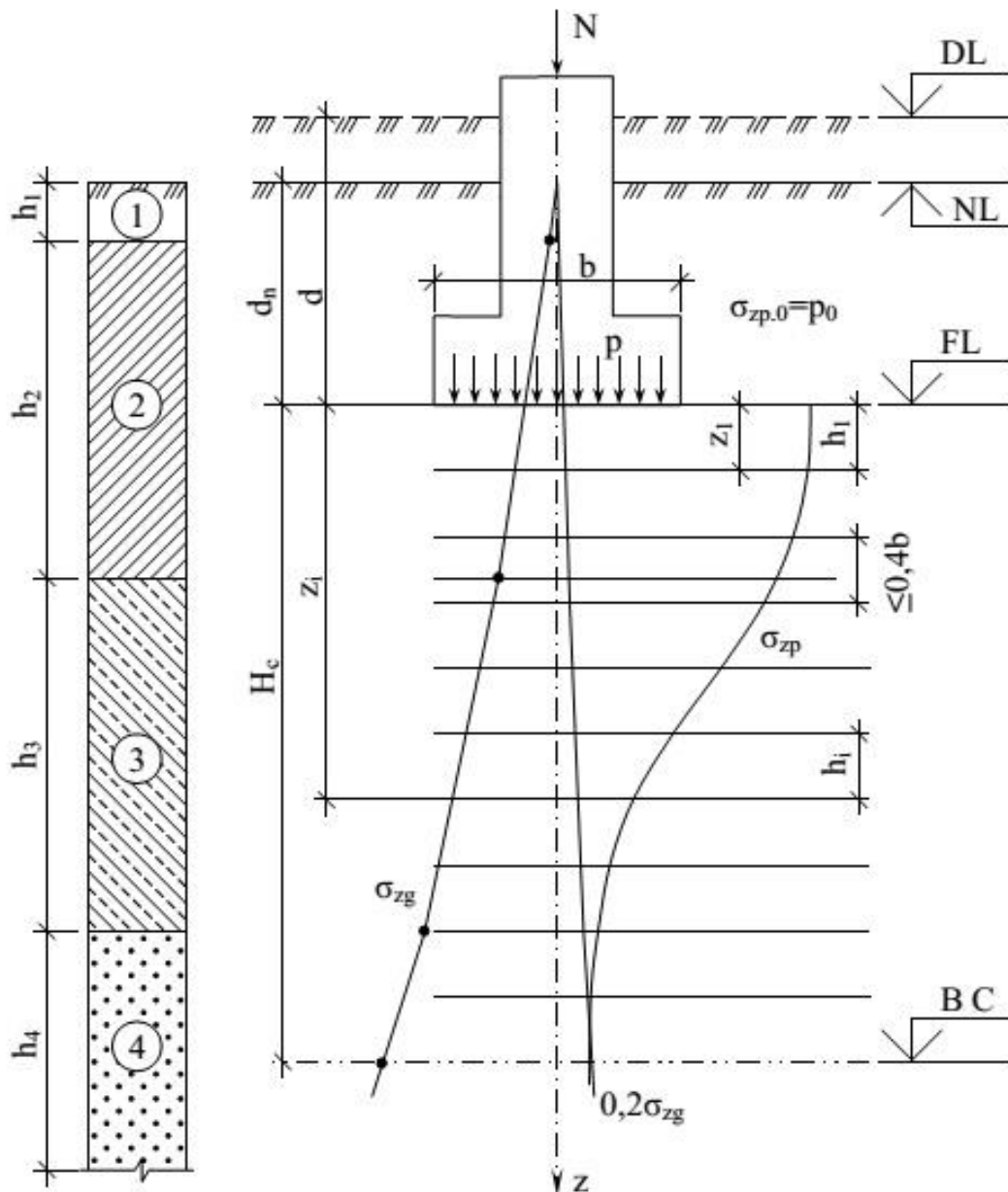


Рис. 6.1. Розрахункова схема визначення осідання ґрунтів основи за методом пошарового підсумовування

Осідання основ фундаментів за методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою:

$$s = \sum_{i=0}^n s_i = \beta \sum_{i=0}^n \frac{h_i \cdot \sigma_{zpmi}}{E_i},$$

де S_i – осідання i -го елементарного шару ґрунту в межах стисливої товщі ґрунту H_c ;

β – коефіцієнт, що враховує наявність горизонтальних деформацій в ґрунтовому масиві, дорівнює 0.8;

σ_i – середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му елементарному шарі ґрунту,

h_i, E_i – відповідно товщина і модуль деформації i -го елементарного шару ґрунту,

n – кількість елементарних шарів ґрунту в межах стисливої товщі H_c ґрунтового масиву.

В межах елементарного шару ґрунту значення питомої ваги та модуля деформації ґрунту повинні бути постійними, тому товщину i -го елементарного шару ґрунту приймають з урахуванням нашарування по глибині ґрунту (ПЕ):

$$h_i = \text{var} \leq \frac{\xi \cdot b}{2},$$

де ξ – коефіцієнт, що приймають рівним 0,4...0,8;

b – ширина підосви фундаменту.

Середнє значення додаткового вертикального напруження в i -му елементарному шарі ґрунту обчислюють за формулою:

$$\sigma_{zpmi} = \frac{\sigma_{zp}^{i,i} + \sigma_{zp}^{i-1}}{2},$$

де $\sigma_{zp,i-1}$ та $\sigma_{zp,i}$ – відповідно додаткові вертикальні напруження на верхній та нижній границі i -го елементарного шару ґрунту, що обчислюють за формулою:

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0,$$

$$\alpha = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z_i}{b}, \eta = \frac{l}{b}\right) - \text{коефіцієнт мінливості вертикальних}$$

напружень (табл. 6.1.);

де $\sigma_{zp,0}$ – додаткові вертикальні напруження по підосві фундаменту від зовнішніх навантажень, визначають за формулою:

$$p_0 = \sigma_{zp0} = p - \sigma_{zq0};$$

де $\sigma_{zq,0}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на рівні підосви фундаменту, обчислюють за формулою:

$$\sigma_{zq0} = \gamma' \cdot d,$$

де γ' – середньозважене значення питомої ваги ґрунту в межах глибини занурення підосви фундаменту,

d – глибина занурення підосви фундаменту,

p – середній тиск по підосві фундаменту від зовнішнього навантаження:

– для стрічкових фундаментів:

$$p = \frac{q_{//} + \gamma_m \cdot d \cdot b}{b};$$

– для стовпчастих фундаментів:

$$p = \frac{N_{II} + \gamma_m \cdot d \cdot b \cdot l}{b \cdot l},$$

де q_{II} та N_{II} – зовнішні навантаження на рівні обрізу стрічкового та стовпчастого фундаментів;

d – глибина занурення фундаменту;

b та l – ширина та довжина підосви фундаменту;

γ_m – середньозважене значення питомої ваги тіла фундаменту та ґрунту на його уступах, дорівнює 20 кН/м^3 .

Нижню границю стисливої товщі ґрунтів H_c масиву обмежують при виконанні однієї з умов:

– в n -му елементарному шарі ґрунту з модулем деформації $E > 5$ МПа вертикальне додаткове напруження на його нижній границі становитиме:

$$\sigma_{zp,n} \leq 0,2 \sigma_{zq,n},$$

де $\sigma_{zq,n}$ – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту на нижній границі n -го елементарного шару ґрунту, обчислюють за формулою:

$$\sigma_{zq,n} = \sigma_{zq,0} + \sum_{i=1}^n \gamma_{//i} \cdot h_i;$$

– в n -му елементарному шарі ґрунту з модулем деформації $E \leq 5$ МПа (або під цим шаром ґрунту залягає ґрунт з модулем деформації $E \leq 5$ МПа) вертикальне додаткове напруження на його нижній границі становитиме:

$$\sigma_{zp,n} \leq 0,1 \sigma_{zq,n}.$$

На практиці розрахунок виконують в такому порядку

1. На геологічний розріз наносять контур фундаменту.

2. Будують епюру напружень σ_{zg} від власної ваги ґрунту.

3. Визначають тиск p , який діє по підосві фундаменту.

4. Визначають додатковий тиск на рівні підосви фундаменту p_0 .

5. Розбивають товщу нижче від підосви фундаменту на елементарні шари товщиною $z=0,4b$ (для полегшення інтерполяції). У межах кожного виду ґрунту потрібно виділити цілу кількість елементарних шарів, тому останній елементарний шар може бути меншим, ніж $0,4b$.

6. Визначають коефіцієнти мінливості напружень по глибині $\alpha = f\left(\xi = \frac{2 \cdot z_i}{b}, \eta = \frac{l}{b}\right)$ за-лежно від глибини z і співвідношення l/b , де l – довжина фундаменту.

7. Будують епюру додаткових вертикальних напружень σ_{zp} .

8. Визначають нижню межу стисливої товщі H_c

9. Загальне осідання визначають як суму осідань окремих елементарних шарів.

Таблиця 6.1

Коефіцієнт α
(таблиця Д.1. додатка Д ДБН В.2.1-10-2009)

$\xi = \frac{2 \cdot Z}{b}$	Значення коефіцієнта α для фундаментів							
	круг- лих	прямокутних з співвідношенням сторін $\eta = \frac{l}{b}$, що дорівнює						
		1.0	1.4	1.8	2.4	3.2	5	стрічкових ($\eta \geq 10$)
0	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.4	0.949	0.960	0.972	0.975	0.976	0.977	0.977	0.977
0.8	0.756	0.800	0.848	0.866	0.876	0.879	0.881	0.881
1.2	0.547	0.606	0.682	0.717	0.739	0.749	0.754	0.755
1.6	0.390	0.449	0.532	0.578	0.612	0.629	0.639	0.642
2.0	0.285	0.336	0.414	0.463	0.505	0.530	0.545	0.550
2.4	0.214	0.257	0.325	0.374	0.419	0.449	0.470	0.477
2.8	0.165	0.201	0.260	0.304	0.349	0.383	0.410	0.420
3.2	0.130	0.160	0.210	0.251	0.294	0.329	0.360	0.374
3.6	0.106	0.131	0.173	0.209	0.250	0.285	0.319	0.337
4.0	0.087	0.108	0.145	0.176	0.214	0.248	0.285	0.306
4.4	0.073	0.091	0.123	0.150	0.185	0.218	0.255	0.280
4.8	0.062	0.077	0.105	0.130	0.161	0.192	0.230	0.258
5.2	0.053	0.067	0.091	0.113	0.141	0.170	0.208	0.239
5.6	0.046	0.058	0.079	0.099	0.124	0.152	0.189	0.223
6.0	0.040	0.051	0.070	0.087	0.110	0.136	0.173	0.208
6.4	0.036	0.045	0.062	0.077	0.099	0.122	0.158	0.196
6.8	0.031	0.040	0.055	0.064	0.088	0.110	0.145	0.185
7.2	0.028	0.036	0.049	0.062	0.080	0.100	0.133	0.175
7.6	0.024	0.032	0.044	0.056	0.072	0.091	0.123	0.166
8.0	0.022	0.029	0.040	0.051	0.066	0.084	0.113	0.158
8.4	0.021	0.026	0.037	0.046	0.060	0.077	0.105	0.150
8.8	0.019	0.024	0.033	0.042	0.055	0.071	0.098	0.143
9.2	0.017	0.022	0.031	0.039	0.051	0.065	0.091	0.137
9.6	0.016	0.020	0.028	0.036	0.047	0.060	0.085	0.132
10.0	0.015	0.019	0.026	0.033	0.043	0.056	0.079	0.126
10.4	0.014	0.017	0.024	0.031	0.040	0.052	0.074	0.122
10.8	0.013	0.016	0.022	0.029	0.037	0.049	0.069	0.117
11.2	0.012	0.015	0.021	0.027	0.035	0.045	0.065	0.113
11.6	0.011	0.014	0.020	0.025	0.033	0.042	0.061	0.109
12.0	0.010	0.013	0.018	0.023	0.031	0.040	0.058	0.106

Примітка: b - ширина або діаметр фундаменту, l - довжина фундаменту. Для фундаментів, що мають підшиву в формі правильного багатокутника з площею A , значення α приймаються як для круглих фундаментів радіусом $r = \sqrt{A/\pi}$. Для проміжних значень ξ та η коефіцієнт α визначається інтерполяцією.

6.3. Визначення осадки методом еквівалентного шару ґрунту

Метод еквівалентного шару ґрунту може використовуватись в будь-яких ґрунтових умовах при площі фундаментів до 50 м^2 . Розрахунковою схемою методу еквівалентного шару ґрунту є лінійно-деформований напівпростір з умовним обмеженням нижньої границі стисливої товщі ґрунтів H подвійною товщиною еквівалентного шару ґрунту h_e (рис. 6.2), осідання якого дорівнює осіданню фундаменту за розрахунковою схемою лінійно-деформованого напівпростору.

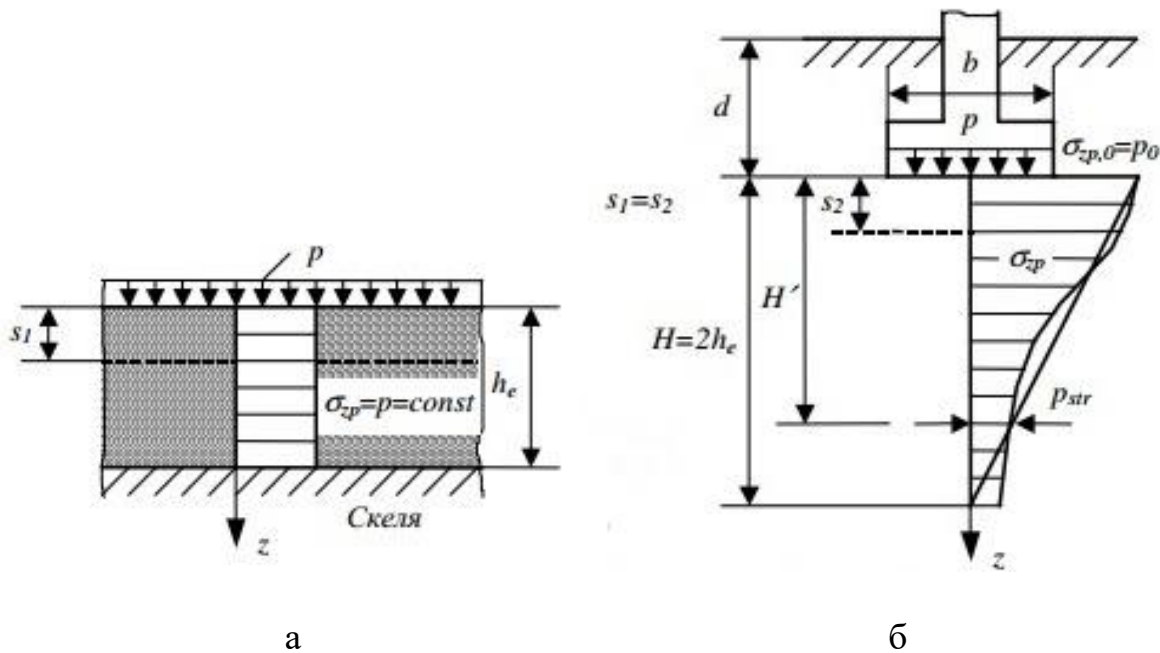


Рис. 6.2. Розрахункова схема для визначення осідання методом еквівалентного шару:

а – шар ґрунту, поверхня якого завантажена суцільним рівномірно-розподіленим навантаженням; б – фундамент обмежених розмірів і еквівалентна епюра розподілу додаткових тисків

Осідання фундаменту на однорідній основі за методом еквівалентного шару ґрунту обчислюють за формулою:

$$S = h_e \cdot m_v \cdot p_0,$$

де m_v – коефіцієнт відносної стисливості ґрунту;

p_0 – додаткові вертикальні напруження по підшві фундаменту від зовнішніх навантажень.

Товщину еквівалентного шару ґрунту визначають за формулою:

$$h_e = A \cdot \omega \cdot b,$$

де b – ширина підшви фундаменту;

ω – коефіцієнт, що враховує форму та жорсткість підшви фундаменту;

A – коефіцієнт відносного поперечного деформування, що дорівнює:

$$A = \frac{(1 - \mu_0)^2}{1 - 2 \cdot \mu_0},$$

де μ_0 – коефіцієнт відносної поперечної деформації.

Для глин, суглинків твердих та напівтвердих дорівнює $\mu_0=0,10\ldots0,15$, тугопластичних – $\mu_0=0,20\ldots0,25$, м'яко- та текучопластичних – $\mu_0=0,30\ldots0,40$ та текучих – $\mu_0=0,45\ldots0,50$, для супісків (залежно від консистенції) – $\mu_0=0,15\ldots0,30$, для пісків – $\mu_0=0,20\ldots0,25$.

Значення добутку коефіцієнтів $A \cdot \omega$ еквівалентного шару ґрунту визначають за таблицею. Осідання фундаменту на шаруватій основі за методом еквівалентного шару ґрунту обчислюють за формулою:

$$S = h_e \cdot m_{vm} \cdot p_0,$$

де m_{vm} – середньозважене значення коефіцієнта відносної стисливості ґрунту в межах стисливої товщі $H_c = 2 \cdot h_e$, дорівнює:

$$m_{vm} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i \cdot m_{vi} \cdot z_i}{2 \cdot h_e},$$

де h_i , m_{vi} та Z_i – товщина, коефіцієнт відносної стисливості та відстань від середини до глибини $2 \cdot h_e$ для i -го шару ґрунту;
 n – кількість шарів ґрунту в межах стисливої товщі.

6.4. Визначення осадки методом шару обмеженої товщі

Метод шару обмеженої товщини використовують у випадку:

– врахування концентрації вертикальних напружень в стисливій товщі ґрунтів потужністю $h_1 < H_c$, що підстиляється жорстким шаром (прошарком) ґрунту з модулем деформації $E_2 \geq 100 \text{ МПа}$ і товщиною h_2 не менше:

$$h_2 \geq H_c \cdot \left(1 - \sqrt[3]{\frac{E_2}{E_3}} \right),$$

де H_c – нижня границя стисливої товщі ґрунтів для лінійно-деформованого напівпростору (за методом пошарового підсумовування або еквівалентного шару ґрунту);

E_3 – модуль деформації шару ґрунту, що залягає під жорстким шаром (прошарком) ґрунту з модулем деформації E_2 ;

– обмеження глибини стисливої товщі ґрунтів з модулем деформації $E > 10 \text{ МПа}$ для основ фундаментів шириною $b > 10$ м порівняно з розрахунковою схемою лінійно-деформованого напівпростору.

Метод шару кінцевої товщини використовує розрахункову схему лінійно-деформованого шару обмеженої товщини H (рис. 6.3).

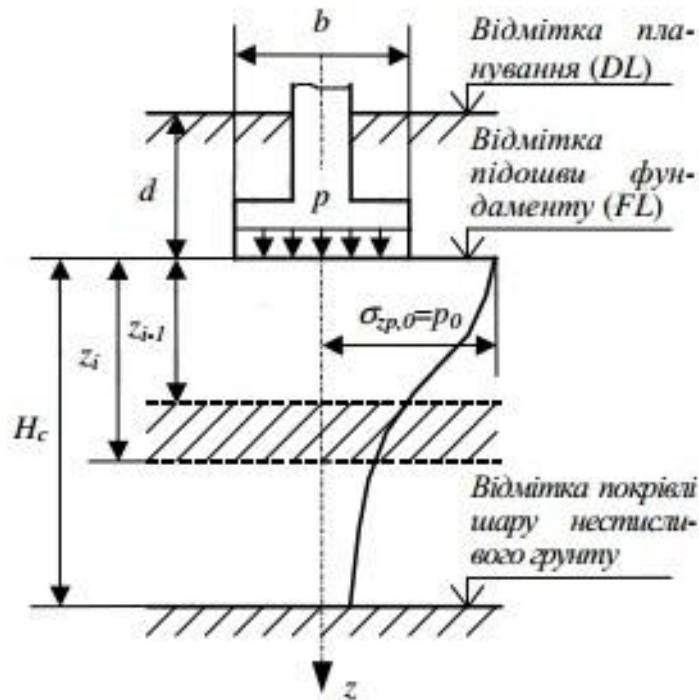


Рис. 6.3. Розрахункова схема визначення осідання ґрунтів основи за методом шару обмеженої товщини

Осідання за методом шару обмеженої товщини обчислюють за формулою:

$$S = \frac{p \cdot b \cdot k_c}{k_m} \cdot \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i},$$

де p – середній тиск по підшві фундаменту від зовнішнього навантаження (для фундаментів шириною менше 10 м приймають значення додаткового вертикального напруження по підшві фундаменту $\sigma_{zp,0}$);

b – ширина підшви фундаменту;

k_c – коефіцієнт, що враховує концентрацію вертикальних напружень в стисливій товщі ґрунтів;

k_m – коефіцієнт, що враховує вплив ширини підшви фундаменту;

$k_i = f\left(\zeta = \frac{2 \cdot z_i}{b}, \eta = \frac{l}{b}\right)$ – коефіцієнт, що враховує мінливість

напружень з глибиною;

E_i – модуль деформації i -го шару ґрунту;

n – кількість шарів ґрунту в межах шару обмеженої товщини, H .

За наявності в межах стисливої товщі ґрунтів H_c жорсткого шару (прошарку) ґрунту з модулем деформації $E_2 \geq 100$ МПа і товщиною h_2 потужність шару обмеженої товщини приймають від підшви фундаменту до покритті цього жорсткого шару (прошарку).

При обмеженні глибини стисливої товщі ґрунтів для фундаментів шириною $b > 10$ м користуються залежностями:

– для однорідної основи:

$$H = (H_0 + \psi \cdot b) \cdot k_p,$$

де H_0 – початкова потужність однорідної стисливої товщі шару обмеженої товщини, для пісків дорівнює 6 м, для глинистих ґрунтів – 9 м;

ψ – коефіцієнт, що враховує вплив ширини фундаменту, для пісків дорівнює 0,10, для глинистих ґрунтів – 0,15;

k_p – коефіцієнт, що враховує вплив середнього тиску по підшві фундаменту: $k_p=0,8$ при $p=100$ кПа, $k_p=1,2$ при $p=500$ кПа, при проміжних значеннях p значення k_p визначають за інтерполяцією;

– для шаруватої основи, що складена з пісків та глинистих ґрунтів:

$$H = H_s + \frac{h_{cl}}{3},$$

де H_s – потужність стисливої товщі шару обмеженої товщини, начебто основа складена тільки пісками;

h_{cl} – сумарна товщина шарів глинистих ґрунтів в межах H_{cl} , (H_{cl} – потужність стисливої товщі шару обмеженої товщини, начебто основа складена тільки глинистими ґрунтами).

Якщо нижче стисливої товщі H шару обмеженої товщини залягає прошарок ґрунту з модулем деформації $E < 10$ МПа та товщина його не перевищує $0,2 \cdot H$, то значення H слід збільшити на товщину цього прошарку.

6.5. Осідання основ фундаментів на просідних ґрунтах

При неможливості замочування товщі просідних ґрунтів, осідання основ фундаментів на просідних ґрунтах складається тільки з осідання ґрунтів основи фундаментів S_0 при природній (встановленій) вологості:

$$S = S_0.$$

При можливому замочуванні товщі просідних ґрунтів кінцеве осідання основ фундаментів на просідних ґрунтах складається з осідання ґрунтів основи фундаментів S_0 при природній (встановленій) вологості та вертикальних деформацій просідання S_{SL} внаслідок замочування товщі просідних ґрунтів в період будівництва та експлуатації споруди:

$$S = S_0 + S_{SL}.$$

Просідання ґрунтів S_{SL} основи фундаментів при збільшенні їх вологості внаслідок замочування зверху значних площ, а також замочування знизу при підйомі рівня підземних вод (рис. 6.4) визначають за формулою:

$$S_{SL} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{SL,i} \cdot h_i \cdot k_{SL,i},$$

де $\varepsilon_{SL,i}$ – відносна деформація просідання i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$k_{SL,i}$ – коефіцієнт, що враховує розміри підшви фундаменту;

n – кількість шарів, на які розбита зона просідання H_{SL} .

Висоту i -го шару просідного ґрунту приймають не більше 1 м.

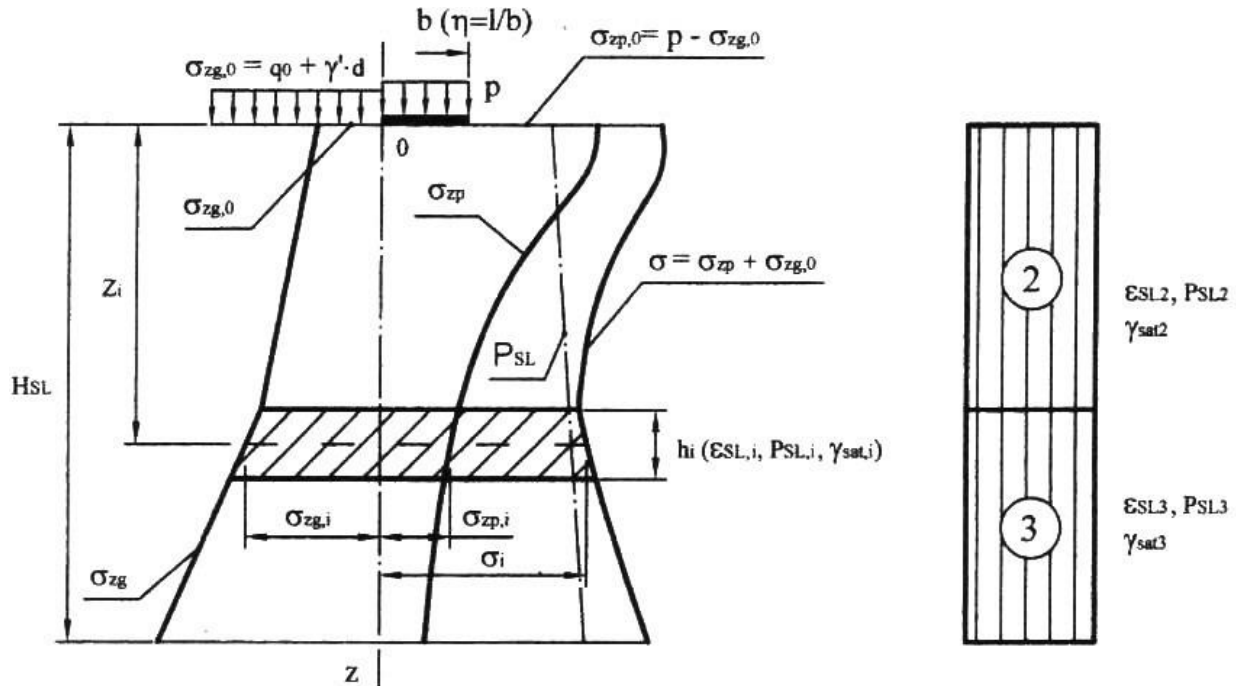


Рис. 6.4. Розрахункова схема визначення просідання ґрунтів основи фундаменту при замочуванні товщі просідних ґрунтів.

Залежно від ширини підшви фундаменту b значення коефіцієнта $k_{SL,i}$ приймають:

- при $b > 12$ м – $k_{SL,i} = 1$ для всіх шарів в межах зони просідання;
- при $b \leq 3$ м – обчислюють за формулою:

$$k_{SL,i} = 0,5 + \frac{1,5 \cdot (p - p_{SL,i})}{p_0},$$

де p – середній тиск по підшві фундаменту,

$p_0 = 100$ кПа;

$p_{SL,i}$ – початковий тиск просідання i -го шару ґрунту;

- при $3 < b < 12$ м – значення $k_{SL,i}$ визначають інтерполяцією.

Вертикальне середнє напруження σ_i в середині i -го шару просідного ґрунту визначають за формулою:

$$\sigma_i = \sigma_{zg,i} + \sigma_{zp,i},$$

де $\sigma_{zg,i}$ – вертикальне напруження від власної ваги ґрунту в середині i -го шару просідного ґрунту. При визначенні вертикальних напружень від власної ваги ґрунту питому вагу i -го шару ґрунту приймають як при можливому насиченні ґрунту водою $\gamma_i = \gamma_{sat,i}$,

$\sigma_{zp,i}$ – вертикальні додаткові напруження від зовнішнього навантаження на фундамент в середині i -го шару просідного ґрунту.

Розподіл вертикальних додаткових напружень по глибині приймають як для лінійно-деформованої основи.

При розрахунку просідання основ фундаментів враховують просідання i -го шару ґрунту, якщо при вертикальному середньому напруженні σ_i відносна деформація просідання i -го шару ґрунту $\varepsilon_{SL,i} \geq 0,01$. При значенні $\varepsilon_{SL,i} < 0,01$ такий шар виключають з розрахунку.

6.6. Осідання ґрунтового масиву при динамічних навантаженнях

Можливість додаткового осідання ґрунтів основи фундаментів при динамічних навантаженнях залежить від виду, інтенсивності динамічних навантажень на ґрунтовий масив, а також динамічних властивостей самих ґрунтів (табл.. 6.2).

Таблиця 6.2.

Вплив довготривалих динамічних навантажень на осідання основ фундаментів

Прискорення коливаль поверхні ґрунту біля фундаментів, $см/с^2$	Характеристика динамічних осідань фундаментів	
	У насичених водою заїлованих пісках, глинистих ґрунтах з показником консистенції $I_L \geq 0,75$	В пісках (крім заїлованих), глинистих ґрунтах з показником консистенції $1 < I_L < 0,75$
До 5	незначні затухаючі осідання	Осідань немає
Від 5 до 15	незначні незатухаючі осідання (2...3мм/рік)	незначні незатухаючі або слобозатухаючі осідання (1...2мм/рік)
Від 15 до 30	незатухаючі осідання (3...5мм/рік)	незатухаючі осідання (2...3мм/рік)
Від 30 до 50	значні незатухаючі осідання (2...3мм/рік)	незатухаючі осідання (3...5мм/рік)

Затухаюче віброкомпресійне осідання ґрунтів основи фундаменту обчислюють за формулою:

$$S_d = \sum_{i=1}^n h_i \cdot \frac{e_{0i} - e'_i}{1 + e_{0i}},$$

де h_i – товщина i -го однорідного шару ґрунту,

e_{0i} – початковий коефіцієнт пористості i -го шару ґрунту,

e' – коефіцієнт пористості i -го шару ґрунту після віброущільнення,

n – кількість шарів ґрунту в межах товщі віброущільнюваного ґрунту.

Глибину віброущільнюваних ґрунтів основи H_d встановлюють за точкою перетину кривих критичних прискорень $\eta_{cr} = f(z)$ та діючих прискорень $\eta = f(z)$ під подошвою фундаменту (рис. 6.5).

Крива діючих прискорень для ненасичених водою пісків має вигляд:

$$\eta = \eta_0 \cdot e^{-\beta \cdot z},$$

де η_0 – прискорення на рівні подошви фундаменту,

β – коефіцієнт затухання, для пісків дорівнює $0,07 \dots 0,10 \text{ м}^{-1}$,

z – глибина від подошви фундаменту.

Швидкість незатухаючого вібров'язкого осідання (віброзанурення) фундаменту під час дії динамічного навантаження обчислюють за формулою:

$$V_d = \frac{\sqrt{\pi} \cdot p \cdot \sqrt{F}}{8 \cdot v} \cdot \eta_0,$$

де p – статичне навантаження на ґрунт,

F – площа подошви фундаментів,

v – коефіцієнт вібров'язкості ґрунту.

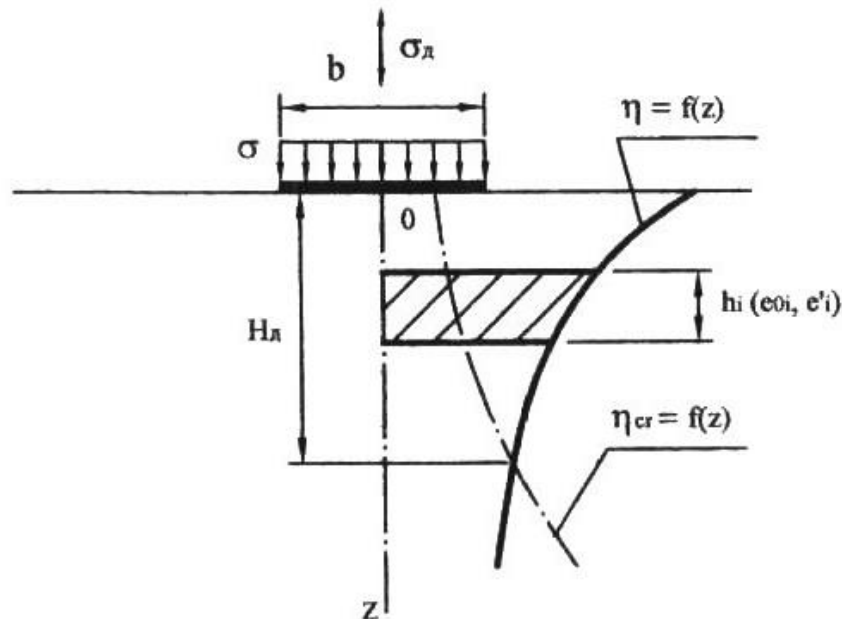


Рис. 6.5. Розрахункова схема визначення віброущільнення ґрунтів основи фундаменту

Осідання поверхні шару ґрунту ущільнюваного ударним навантаженням обчислюють за однією з формул:

$$S_d = 1,2 \cdot h_s \cdot \left(1 - \frac{\rho_d}{\rho_{d,s}} \right)$$

або

$$S_d = h_s \cdot \frac{e_0 - e_s}{1 + e_0},$$

де ρ_d – щільність скелета ґрунту у природному заляганні в межах шару ущільнюваного ґрунту;

$\rho_{d,s}$ – середнє значення щільності скелета ущільненого шару ґрунту для фактичних вологості ґрунту у природному стані та характеристик ударного навантаження;

e_0 – коефіцієнт пористості ґрунту у природному заляганні в межах ущільнюваного шару ґрунту,

e_s – середнє значення коефіцієнта пористості ущільненого шару ґрунту для фактичних вологості ґрунту у природному стані та характеристик ударного навантаження;

h_s – товщина шару ущільнюваного ґрунту при ударному навантаженні, обчислюють за формулою:

$$h_s = k \cdot d,$$

де k – коефіцієнт, що враховує вид та різновид ґрунту, щільність скелета та вологість у природному стані, характеристики ударного навантаження. При використанні важких трамбівки для ущільнення супісків і суглинків оптимальної вологості $k = 1,8$, для глин – $k = 1,5$;

d – діаметр ударного інструмента.

6.7. Нахил фундаментів та споруд

Нахил окремих фундаментів та споруд в цілому обчислюють від дії відцентрового зовнішнього навантаження, мінливості напружено-деформованого стану ґрунтового масиву в період будівництва та експлуатації споруди, неоднорідності ґрунтів основи в плані та по глибині (рис. 6.6).

При визначенні нахилу фундаменту враховують заглиблення фундаменту, просторову жорсткість споруди, можливість збільшення ексцентриситету навантаження внаслідок нахилу споруди.

де E , μ – відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуасона; Коефіцієнт Пуасона μ приймають рівним: для великоуламкових ґрунтів – 0.27, пісків та супісків – 0.30, суглинків – 0.35, глин – 0.42,

k_e – коефіцієнт, що враховує форму підшви фундаменту в плані та напрям дії моменту від зовнішніх навантажень;

k_m – коефіцієнт, що враховує вплив ширини підшви фундаменту.

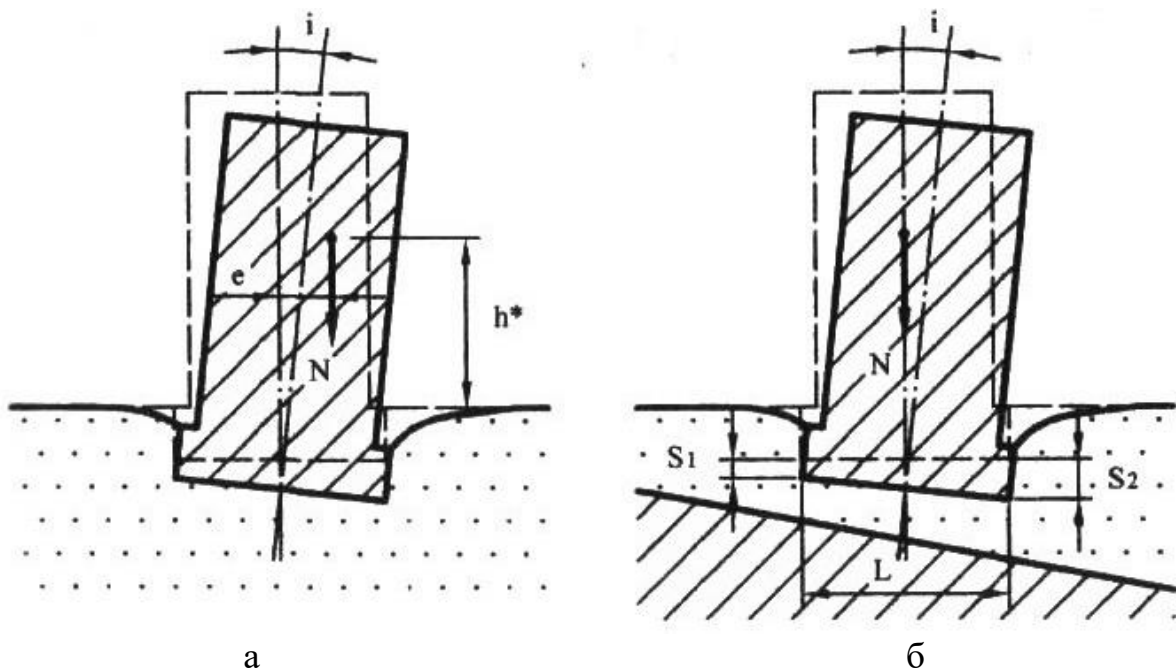


Рис. 6.6. Схеми нахилу фундаментів: а – при відцентровому навантаженні; б – при неоднорідності ґрунтів основи в плані та по глибині

Відцентрове зовнішнє навантаження на фундамент. Нахил фундаменту від дії моменту на рівні підшви фундаменту для лінійно-деформованої основи у вигляді напівпростору або стисливого шару обмеженої товщини обчислюють за формулою:

$$i = \frac{1 - \mu^2}{E \cdot k_m} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(a/2)^3},$$

Для розрахункової схеми основи у вигляді лінійно-деформованого напівпростору приймають $k_m = 1$, для розрахункової схеми основи у вигляді лінійно-деформованого стисливого шару обмеженої товщини – згідно табл. 6.3;

N – вертикальна складова рівнодіючої всіх навантажень на фундамент в рівні його підшви. (Примітка: Для фундаментів з шириною підшви $b < 10$ м приймають $N = p_0 \cdot A$, при $b \geq 10$ – $N = p \cdot A$, де p_0, p – відповідно, додатковий та середній тиск по підшві фундаменту, A – площа підшви фундаменту),

e – ексцентриситет,

a – діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, в напрямі якої діє момент. Для фундаменту з підшвою в формі правильного багатокутника площею A , приймають $a = 2 \cdot \sqrt{A/\pi}$.

Для неоднорідної основи приведені значення модуля деформації $\bar{E}$ та коефіцієнта Пуасона $\bar{\mu}$ в межах стисливої товщі ґрунтів H_c або шару обмеженої товщини H обчислюють за формулами:

$$\bar{\mu} = \sum_{i=1}^n \frac{\mu_i \cdot h_i}{H};$$

$$\bar{E} = \frac{\sum_1^n A_i}{\sum_1^n (A_i / E_i)},$$

де A_i – площа епюри вертикальних напружень від одиничного тиску під подошвою фундаменту в межах i -го шару ґрунту. Для схеми напівпростору приймають $A = \sigma_{zp,i} \cdot h_i$, для схеми шару – $A_i = k_i - k_{i-1}$.

E_i, μ_i, h_i – відповідно модуль деформації, коефіцієнт Пуассона, товщина i -го шару ґрунту;

H – розрахункова товщина стисливої товщі ґрунту,

n – кількість шарів з різними значеннями E та μ в межах розрахункової товщини стисливої товщі ґрунту.

Таблиця 6.3.

Значення коефіцієнта k_m

Середнє значення модуля деформації E , МПа	Значення коефіцієнта k_m при ширині підшви фундаменту b , м, що дорівнює		
	$b < 10$	$10 \leq b \leq 15$	$b > 15$
$E < 10$	1	1	1
$E \geq 10$	1	1,35	1,5

Нахил високих жорстких фундаментів (споруд) при сприйнятті моменту зовнішнього навантаження з урахуванням збільшення ексцентриситету зовнішнього навантаження обчислюють за формулою:

$$i_n = \frac{i}{1 - i_1 \cdot N \cdot h^*},$$

де i – нахил фундаменту (споруди) без врахування збільшення ексцентриситету зовнішнього навантаження;

$i_1 = \frac{i}{M}$ – нахил фундаменту від одиничного згинального моменту на рівні підшви фундаменту,

N – вертикальна складова рівнодіючої всього навантаження на фундамент,

h^* – висота від підшви фундаменту до точки прикладання навантаження N .

Мінливість напружено-деформованого стану, неоднорідність ґрунтів основи в плані та по глибині. Нахил фундаменту (споруди) має місце не тільки при сприйнятті фундаментом (спорудою) моментів зовнішнього навантаження, але й за рахунок нерівномірного осідання ґрунтів основи

фундаменту (споруди) при сприйнятті вертикальних навантажень. Нерівномірність осідання ґрунтів основи фундаменту може бути зумовлена:

- неоднорідністю фізико-механічних характеристик ґрунтів основи в плані та по глибині в умовах природного або штучного залягання;
- мінливістю фізико-механічних характеристик ґрунтів основи в плані та по глибині в період будівництва та експлуатації споруди внаслідок нерівномірного впливу у просторі та часі несприятливих геодинамічних та техногенних процесів;
- впливом на напружено-деформований стан ґрунтів основи фундаменту сусідніх фундаментів (споруд), просторової неоднорідності несприятливих геодинамічних процесів, розповсюдження коливань у ґрунтовому масиві від динамічних навантажень.

Нахил фундаментів при нерівномірному осіданні ґрунтів основи обчислюють за формулою.

$$i_n = \frac{S_1 - S_2}{L},$$

де S_1, S_2 – осідання середин протилежних сторін або кутових точок підосви фундаменту,

L – відстань між розглянутими точками.

Нахил високих жорстких фундаментів або споруд при нерівномірному осіданні ґрунтів основи з урахуванням збільшення ексцентриситету зовнішнього навантаження обчислюють за формулою:

$$i_n = \frac{i \pm i_n}{1 - i_1 \cdot N \cdot h^*},$$

де i_n – нахил фундаменту (споруди) при нерівномірному осіданні ґрунтів.

6.8. Прогнозування осідання ґрунтового масиву в часі

Всі ґрунти мають властивість деформуватися у часі. В пісках та великоуламкових ґрунтах процес деформування у часі відбувається досить швидко, і по закінченні будівництва споруди, як правило, завершується. В глинистих та біогенних ґрунтах цей процес відбувається дуже повільно на уподовж років, десятка років і навіть сторіч.

Для насичених водою ґрунтів процеси деформування у часі пов'язані з витісненням води з пор ґрунту (первинна консолідація) та повзучістю скелету ґрунту (вторинна консолідація) під навантаженням. Для ненасичених водою ґрунтів процеси деформування у часі пов'язані тільки з повзучістю скелету ґрунту у часі (вторинна консолідація). Прогноз деформування ґрунтового масиву у часі виконують з використанням лабораторних методів (фізичне моделювання) та теоретичних методів (теорія повзучості та в'язкої течії матеріалів, теорія фільтраційної консолідації).

В інженерній практиці протікання процесу первинної консолідації у часі характеризують *ступенем консолідації* U за час t з моменту навантаження:

$$U = \frac{S_t}{S_\infty}, \text{ д.о.}$$

S_t та S_∞ – нестабілізоване осідання за час t з моменту навантаження та повне стабілізоване осідання відповідно.

Фільтраційна консолідація (первинна консолідація).

Фільтраційна консолідація насичених водою ґрунтів ($0,8 \leq S_r \leq 1,0$) зумовлена зближенням часток ґрунту, зменшенням його пористості п внаслідок витіснення з пор ґрунту води об'ємом q . Диференційне рівняння фільтраційної консолідації для одномірної задачі фільтраційної консолідації (рис. 6.7.) має вигляд:

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

Дане диференційне рівняння після деяких перетворень матиме вигляд:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = C_v \cdot \frac{\partial^2 H}{\partial z^2}$$

де H – напір в поровій воді,

∂z – товщина елементарного шару ґрунту,

C_v – коефіцієнт консолідації ґрунту, що обчислюють за формулою:

$$C_v = \frac{k_f}{m_v \cdot \gamma_w}$$

k_f – коефіцієнт фільтрації ґрунту,

m_v – коефіцієнт відносної стисливості ґрунту,

γ_w – питома вага води, дорівнює 10 кН/м^3 .

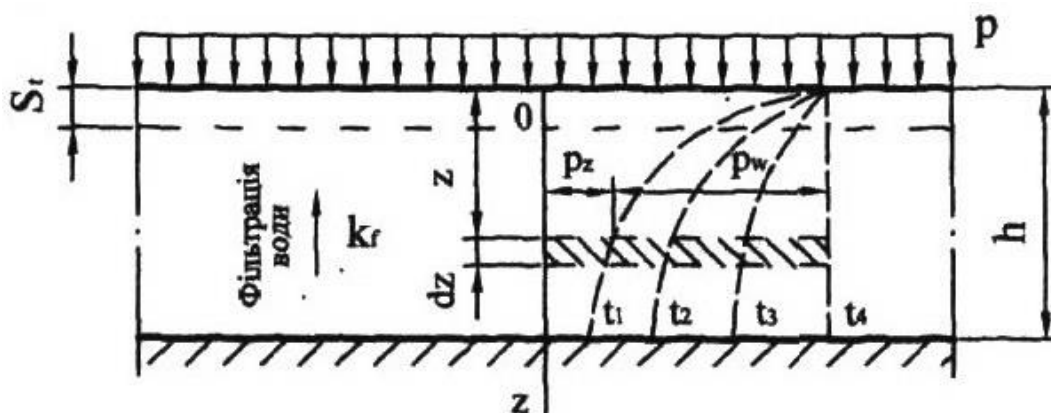


Рис.6.7. Розрахункова схема одномірної задачі фільтраційної консолідації ґрунтового масиву

Рішення диференційного рівняння в рядах Фур'є має вигляд:

$$S_t = h \cdot m_v \cdot p \cdot \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot \left(e^{-N} + \frac{1}{9} \cdot e^{-9 \cdot N} + \dots \right) \right]$$

де h – товщина стисливої товщі,

p – рівномірно розподілене навантаження на поверхні,

$N = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2}$ – безрозмірний коефіцієнт,

t – час від моменту завантаження.

Задаючись часом t можна обчислити безрозмірний коефіцієнт N , а потім нестабілізоване осідання S_t . В інженерній практиці прогноз осідання фільтраційної консолідації виконують таким чином:

- обчислюють значення стабілізованого осідання S_∞ ;
- встановлюють вид ущільнюючої (кінцевої) епюри напружень, глибину ущільнення h та відповідний випадок $i=0; 1; 2$ для безрозмірного коефіцієнта N (рис.6.8);

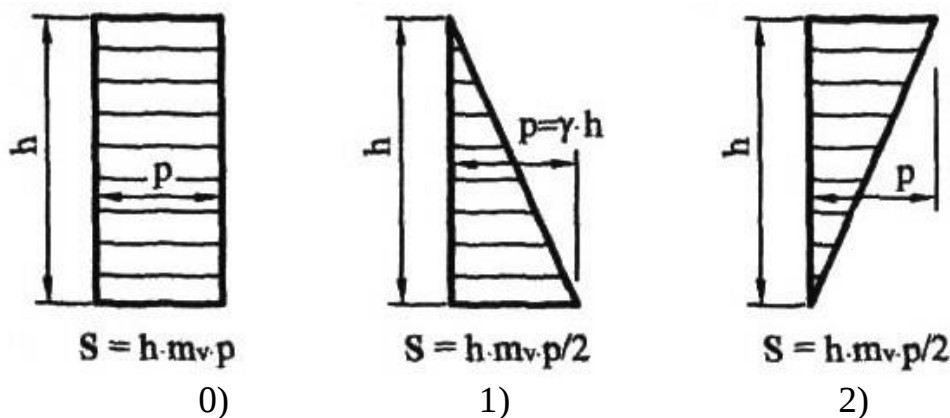


Рис.6.8. Схеми ущільнюючих (кінцевих) напружень по глибині для одномірної задачі консолідації ґрунтового масиву: 0 – ущільнення від рівномірно розподіленого навантаження на поверхні ґрунтового масиву; 1 – самоущільнення від власної ваги ґрунту; 2 – ущільнення при навантаженні від фундаменту

- задаються рядом значень для ступеню консолідації $U_j = 0,05; 0,10 \dots 0,90; 0,95$;

- для відповідних значень ступеню консолідації U_j та прийнятого випадку $i=0; 1; 2$ згідно нормативних документів визначають відповідні значення безрозмірного коефіцієнта $N_{i,j}$;

- обчислюють час від моменту навантаження t_j для відповідних значень ступеню консолідації:

$$t_j = \frac{4 \cdot h^2}{\pi^2 \cdot C_v} \cdot N_{i,j}$$

- будують графік осідання ґрунтів основи у часі $S_t = f(t)$ (рис.6.9).

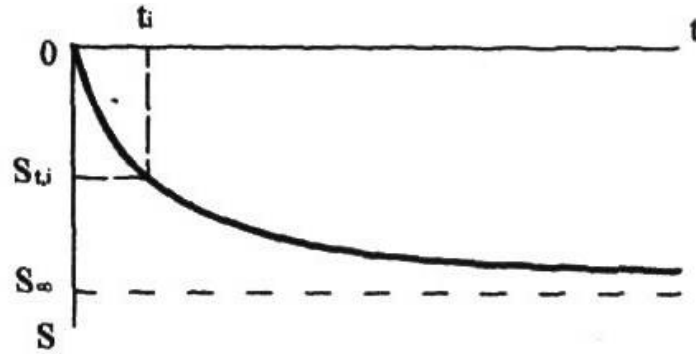


Рис.6.9. Графік залежності осідання ґрунтів основи у часі $S_t = f(t)$

Врахування повзучості скелету ґрунту (вторинна консолідація).

В інженерних розрахунках осідання повзучості ґрунтового масиву у часі розглядають як випадок затухаючої повзучості ущільнюваного скелету ґрунту з використанням моделі в'язко-пластичного тіла. Для одомірної задачі повзучості від рівномірно розподіленого навантаження на поверхні ґрунтового масиву осідання у часі оцінюють за формулою:

$$S_t = h \cdot m'_v \cdot p \cdot \left[1 - \frac{\delta}{\delta_1} \cdot (1 - e^{-\delta_1 \cdot t}) \right]$$

де h — товщина шару осідання,

m'_v — коефіцієнт вторинної консолідації,

p — рівномірно розподілене навантаження на поверхні,

δ — коефіцієнт ядра повзучості,

δ_1 — коефіцієнт затухання повзучості,

t — час від моменту завантаження.

Врахування взаємодії фаз та повзучості скелету ґрунту

В інженерних розрахунках при оцінці осідання насичених водою ґрунтів ($0,8 \leq S_r \leq 1,0$) вважають, що спочатку відбувається процес фільтраційної (первинної) консолідації, а по її завершенні відбувається процес вторинної консолідації. Сумарне неконсолідоване осідання за час t від моменту завантаження становитиме:

$$S_t = S_{t1} + S_{t2}$$

де S_{t1} , S_{t2} — відповідно неконсолідоване осідання фільтраційної (первинної) консолідації та повзучості (вторинної консолідації) за час t .

Осідання у часі насичених водою ґрунтів можна також розглядати осідання квазідвофазної системи з використанням моделі в'язко-пластичного тіла. При цьому первинна і вторинна консолідації розглядаються як єдиний процес у часі. А відповідні формули для обчислення осідання матимуть вигляд при виді епюри ущільнюючих (кінцевих) напружень (рис. 6.8):

- прямокутної (випадок 0):

$$S_t = h \cdot m_v \cdot p \cdot \frac{1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-M \cdot t} + \frac{\delta}{\delta_1} \cdot \left\{ 1 - e^{\delta_1 \cdot t} - \frac{8}{\pi^2} \cdot \left[\frac{e^{-M \cdot t} - e^{\delta_1 \cdot t}}{1 - M \cdot \frac{C_v}{\delta_1}} \right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}$$

де h – товщина стисливої товщі,

m_v – коефіцієнт відносної стисливості ґрунту,

p – рівномірно розподілене навантаження на поверхні,

$M = \frac{\pi^2 \cdot C_v}{4 \cdot h^2}$ – безрозмірний коефіцієнт,

t – час від моменту завантаження.

δ - коефіцієнт ядра повзучості,

δ_1 – коефіцієнт затухання повзучості,

C_v – коефіцієнт консолідації ґрунту.

- трикутної, що лінійно збільшується з глибиною (випадок 1):

$$S_t = \frac{h \cdot m_v \cdot p}{2} \cdot \frac{1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-M \cdot t} + \frac{\delta}{\delta_1} \cdot \left\{ 1 - e^{\delta_1 \cdot t} - \frac{8}{\pi^2} \cdot \left[\frac{e^{-M \cdot t} - e^{\delta_1 \cdot t}}{1 - M \cdot \frac{C_v}{\delta_1}} \right] \right\}}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}$$

- трикутної, що лінійно зменшується з глибиною (випадок 2):

$$S_t = \frac{h \cdot m_v \cdot p}{2} \cdot \frac{1 - \frac{16}{\pi^2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\pi^2} \right) \cdot e^{-M \cdot t} + \frac{\delta}{\delta_1} \cdot D}{1 + \frac{\delta}{\delta_1}}$$

де

$$D = \left\{ 1 - e^{\delta_1 \cdot t} - \frac{16}{\pi^2} \cdot \left(1 - \frac{2}{\pi^2} \right) \cdot \left[\frac{e^{-M \cdot t} - e^{\delta_1 \cdot t}}{1 - M \cdot \frac{C_v}{\delta_1}} \right] \right\}$$

ЧАСТИНА ДРУГА. ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

7. ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

7.1. Класифікація основ та фундаментів будівель і споруд

Основи – називають шари ґрунтів, що розташовані нижче подошви фундаменту, які сприймають навантаження від фундаментів будівель і споруд та як наслідок зазнають певних деформацій.

Розрізняють природні та штучні основи; скельні та ґрунтові.

Природна основа має місце в тому випадку, коли її не потрібно поліпшувати. *Штучна основа* – якщо ґрунт в природному стані непридатний для сприйняття діючого навантаження і необхідне його поліпшення.

Скельна – масивна гірська порода, що володіє великою міцністю і малою стисливістю. *Ґрунтова* – роздроблена гірська порода (мінерально-дисперстне утворення) – результат фізичного і хімічного вивітрювання масивних гірських порід. Ґрунтова основа володіє великою стисливістю і малою міцністю, що необхідно враховувати при проектуванні.

Основа може бути нашарована або однорідна. Нашарована основа складається з кількох шарів ґрунту, а однорідна з одного.

Фундаментом називають підземну частину будівля чи споруди, що сприймає навантаження від наземної частини будови та передає її на основу.

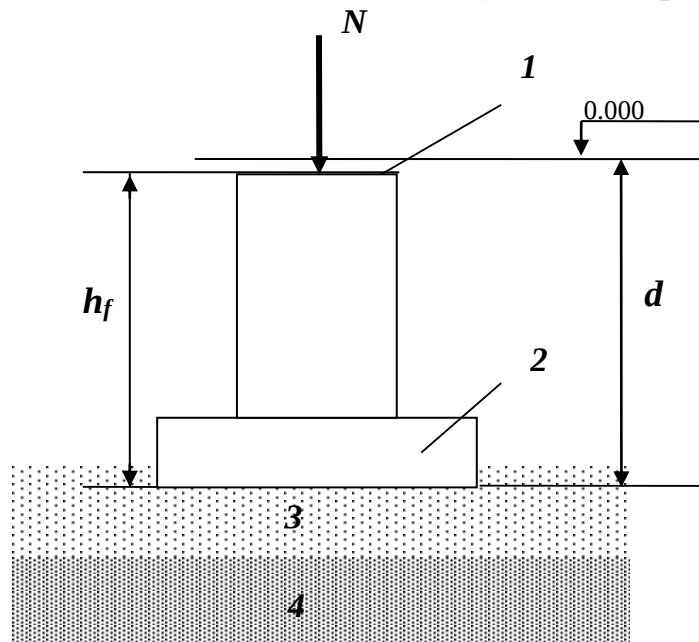


Рис. 7.1 Основні елементи фундаменту:

1 – обріз фундаменту; 2 – подошва фундаменту; 3 – несучий шар ґрунту (основа); 4 – підстиляючий шар ґрунту; N – вертикальне навантаження на фундамент; d – глибина закладання фундаменту; h_f – висота фундаменту.

Фундамент і його основа (рис. 7.1) складаються з основних елементів, а саме:

- верхньої площини фундаменту, що називається *обрізом*;
- поверхні обпирання фундаменту на основу – *підшови*;
- шару основи, на який опирається фундамент, – *несучий шар*;
- шарів, які залягають нижче основи, – *підстеляючі шари*.

Відстань від обрізу фундаменту до низу підшови фундаменту називають *висотою фундаменту* h_f .

Відстань від відмітки планування до низу підшови фундаменту називають *глибиною закладання фундаменту* і позначають літерою d .

Фундаменти і штучні основи класифікують за різними ознаками: глибиною закладання, жорсткістю тіла фундаменту, видом використаних матеріалів, формою в плані, технологічними особливостями влаштування тощо.

За конструктивними і технологічними особливостями влаштування фундаменти поділяють на:

- фундаменти, що влаштовують у відкритих котлованах (фундаменти мілкового закладання);
- пальові фундаменти;
- фундаменти глибокого закладання.

Фундаменти мілкового закладання споруджуються у відкритих котлованах з попереднім виїманням ґрунту та оточені насипним ґрунтом і передають навантаження на основу через свою підшову.

Фундаменти глибокого закладання – це фундаменти, які заглиблюються або формуються в ґрунтах за допомогою спеціального обладнання. Вони передають навантаження на основу як по підшві, так і по бічній поверхні (опускні колодязі, кесони, стіна в ґрунті).

Пальові фундаменти – опираються на відносно довгі вертикальні або малопохилі стержні – *палі* і є проміжним типом фундаментів між фундаментами, що влаштовуються у відкритих котлованах, та фундаментами глибокого закладання.

Проф. Л.М. Зоценко запропонував, класифікацію фундаментів та штучних основ за такими таксометричними одиницями, які виділяють за групами ознак: клас – за елементами частин будов і споруд; група – за принципом формування фундаменту в природному ґрунті; підгрупа – за способом подачі матеріалу фундаментів та штучних основ у ґрунт; тип – за особливостями застосованого обладнання для виготовлення фундаментів і основ; різновид – за конструктивними особливостями фундаментів та штучних основ.

У таблиці 7.1 подано класифікацію фундаментів і штучних основ за проф. Л.М. Зоценко [1].

Таблиця 7.1.

Класифікація фундаментів і штучних основ (клас – фундаменти та штучні основи як елементи будов і споруд) за проф. Л.М. Зоценко [1].

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
<i>Група фундаментів і штучних основ, які виготовляють без виймання ґрунту</i>			
Фундаменти, влаштовані заглибленням у ґрунт збірних елементів	За способом заглиблення елементів у ґрунт: ▪ молотами різних конструкцій; ▪ віброзаглиблюючим и і вібровдавлюючими агрегатами; ▪ удавлюванням	За формою елементів: ▪ елементи постійного перерізу по довжині; ▪ елементи змінного перерізу по довжині	За формою поперечного перерізу: ▪ квадратні, прямокутні, трикутні, призматичні палі, залізобетонні з різним армуванням; ▪ суцільні і порожнисті циліндричні палі з відкритим та закритим нижнім кінцем; ▪ складного поперечного перерізу: таврові, двотаврові, хрестоподібні, трипромінні, з вертикальними діафрагмами, залізобетонні палі, металевий шпунт тощо; ▪ мікропалі за формою поздовжнього профілю; ▪ пірамідальні палі і забивні блоки; ▪ клиноподібні палі; ▪ козлові (пакетні) палі; ▪ плоскопрофільовані палі й ін
Фундаменти, споруджені утворенням у ґрунті порожнини снарядами із подальшим заповненням її збірними або монолітними конструкціями в розпір	За способом утворення порожнини: ▪ циклічним скиданням важкої трамбівки; ▪ забиванням снаряда молотом з подальшим витяганням; ▪ заглибленням і витяганням снаряда з віброзаглиблювачем; ▪ заглибленням і витяганням снаряда	За способом виготовлення фундаменту в порожнині: ▪ бетонуванням у розпір; ▪ установленням збірного елемента За наявністю розширення в нижній частині: ▪ без розширення; ▪ з формуванням розширення із	За конструктивними особливостями: ▪ фундаменти у витрамбовуваних котлованах формою усіченої піраміди з розширенням із жорсткого матеріалу в нижній частині, виготовляються монолітними; ▪ фундаменти в пробитих свердловинах циліндричної форми з розширенням у нижній частині із жорсткого

	вдавллюванням; ▪ вибухом; ▪ пневмопробійником	жорсткого матеріалу в процесі ▪ утворення порожнини За формою поздовжнього профілю порожнини: ▪ постійного перерізу по довжині; ▪ змінного перерізу по довжині	матеріалу, виготовляються монолітними; ▪ густотрамбовані палі; ▪ віброштамповані палі циліндричної, конічної та пірамідальної форми; ▪ мікропалі монолітні; ▪ опори ЛЕП із подвійною конічністю стовбура, встановлюються збірними в розпір у витрамбовуванні порожнини; ▪ фундаменти неглибокого закладання; встановлюються збірними у витрамбовуванні котловани; ▪ палі з камуфлетним розширенням
Штучні основи, влаштовані заглибленням у ґрунт роздрібненого матеріалу	За способом заглиблення матеріалу в ґрунт: ▪ циклічно падаючою важкою трамбівкою інвентарним снарядом і вібратором; ▪ пневмопробійниками	За принципом поширення роздрібненого матеріалу: ▪ переважно по ширині основи; ▪ переважно по глибині основи	За конструктивними особливостями: штучні основи утворені: ▪ поверхневим ущільненням падаючою трамбівкою; ▪ ущільненням вибухом; ▪ утрамбовуванням щебеню в ґрунт із наступним заповненням порожнини сумішшю щебеню та глинистого ґрунту з ущільненням; ▪ утрамбовуванням жорсткого матеріалу в слабкий підстильний шар; ▪ підсиленням слабого підстильного шару ґрунту глибинним вібратором із переносом піску з наміву в слабкий шар; ▪ ґрунтові палі; ▪ піщані палі
<i>Група фундаментів і штучних основ, які виготовляють із вийманням ґрунту</i>			
Фундаменти, що споруджуються у відкритих	За способом спорудження: ▪ котлован споруджується вище від рівня	За матеріалом: ▪ монолітні; ▪ з бутової кладки, бутобетону, бето-	За конструктивними особливостями: ▪ стрічкові суцільні та переривчасті;

котлованах із подальшим засипанням	підземних вод, роботи ведуться насухо; ▪ при наявності підземних вод роботи ведуться з допомогою во-дозниження; ▪ спорудження фунда-ментів ведеться в місцевості, покритій водою	ну, залізобетону; ▪ збірні з бетону і залізобетону	▪ стовпчасті, що забезпечують жорсткий або шарнірний стик із над-фундаментною конст-рукцією; ▪ плитні, гладкі, ребрис-ті, криволінійного окрес-лення; ▪ у вигляді окремих жорстких масивів під усю споруду
Фундаменти, що споруджуються з вийманням ґрунту вибу-рюванням або проход-кою	За способом виймання ґрунту: ▪ шляхом різних видів буріння; ▪ під захистом стін фун-даменту, серед них методом гідромеха-нізації; ▪ за допомогою грейфер-екскаваторів	За способом закріплення стінок виробки: ▪ без кріплення, на-сухо; ▪ за допомогою наг-нітання глинис-того розчину; ▪ за допомогою обсадних труб і ▪ інших кріплень	За конструктивними особливостями: ▪ буронабивні палі з розширенням і без нього; ▪ бурові фундаменти; ▪ глибокі опори; ▪ колодязі та палі-оболонки; ▪ масивні опускні колодязі й кесони; ▪ фундаменти, що влаштовуються методом “стіна в ґрунті”; ▪ палі і колодязі-оболонки, які занурюються з вийманням ґрунту
Штучні основи, що влаштову-ються шля-хом переук-ладання ґрунту	За способом закріплення: ▪ шаровим механічним ущільненням; ▪ переукладенням із введенням в’язучих добавок	За способом ук-ладання ґрунту: ▪ за допомогою котків різних конструкцій; ▪ за допомогою скидання плит і трамбівок; ▪ віброметодом (віброплощадками, віброплитками, віброкотками) За різновидами добавок: ▪ цемент; ▪ вапно; ▪ глина; ▪ мелені шлаки	За конструктивними особливостями: ▪ ґрунтові подушки; ▪ протифільтраційні завіси та екрани; ▪ піщані подушки; ▪ основи і покриття доріг, аеродромів, стоянок

<i>Група штучних основ, які виготовляють за допомогою фізико-хімічних процесів</i>			
Закріплення здійснюється нагнітанням у ґрунт в'язучих речовин	За видом в'язучого, що нагнітається в ґрунт: ■ силікатизація; ■ бітумізація; ■ смоління; ■ цементация; ■ глинізація	За складом і станом в'язучих: ■ силікатизація (однорозчинна, дворозчинна, глинистосилікатна, газова); ■ бітумізація (холодна, гаряча)	За конструкціями закріплення основ: ■ масиви закріпленого ґрунту; ■ стрічки закріпленого ґрунту; ■ окремі стовпи закріпленого ґрунту; ■ окремі об'єми закріпленого ґрунту у вигляді розширення для забивних і набивних паль
Закріплення здійснюється термічною обробкою ґрунту	За видом енергії для одержання тепла: ■ спалюванням палива; ■ електронагріванням	За способом теплообміну: ■ нагріванням газу на поверхні з подальшим нагнітанням у свердловину; ■ нагріванням тенів у свердловині; ■ спалюванням газу безпосередньо в свердловині	
Електрохімічне закріплення ґрунту	За наявністю хімічних добавок: ■ без хімічних добавок; ■ з введенням хімічних добавок		
Закріплення ґрунту здійснюється шляхом його зневоднювання	За принципом відбирання води: ■ дренаванням ґрунту; ■ водозниженням	За наявністю привантажувача: ■ з відсипанням привантажувача; ■ без відсипання привантажувача За конструкцією водозабору: ■ відкритий; ■ глибинний	

Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту, вирізняються перевагою висоти над шириною. При дії вертикальних навантажень переважають напруження – стискуючі. Отже, такі конструкції менш

матеріаломісткі. Фундаменти, що споруджуються у відкритих котлованах, характерні розвиненою опорною частиною, яка працює на вигин під опорою ґрунту. Для їх виготовлення потрібен досить високий клас бетону і визначена кількість арматури. Фундаменти третьої групи мають безперечні переваги з точки зору конструктивних особливостей. Проте їх упровадження в практику будівництва утруднене високою технічною складністю необхідного обладнання, значною вартістю матеріалів, які застосовують [1].

7.2. Основні принципи проектування основ та фундаментів

Проектування основ та фундаментів проводиться відповідно до нормативних документів. При цьому необхідно:

1. Забезпечити міцність і експлуатаційну надійність споруди (абсолютні осідання, а також їх різниця, не повинні перевищувати допустимі значення для даних споруд), тобто $S \leq S_u$.

2. Максимально використовувати міцнісні властивості ґрунтів, а також матеріалів фундаментів.

3. Мінімальна вартість фундаменту, скорочення трудомісткості і термінів виробництва робіт.

Основними принципами проектування основ та фундаментів є:

1. Проектування основ споруд за граничними станами незалежно від типу фундаменту.

2. Облік спільної роботи системи: "основа – фундамент – наземні несучі конструкції споруди".

3. Комплексний підхід при виборі типу фундаменту і характеру роботи ґрунтів основи.

4. Інженерно-геологічні умови площадки будівництва.

5. Чутливість несучих конструкцій споруд до нерівномірної осадки й особливостей споруди.

6. Методи виконання робіт із влаштування фундаментів і підземної частини споруди.

Дані положення роблять задачу проектування і влаштування фундаментів складною та залежною від декількох факторів. У зв'язку з цим рекомендується розробляти декілька варіантів фундаментів і на основі техніко-економічного порівняння вибирати більш раціональне рішення.

7.3. Основні типи споруд за формою їх деформацій

За жорсткістю і характером деформацій всі будівлі та споруди можна розділити на 3 типи: абсолютно жорсткі; абсолютно гнучкі; споруди кінцевої жорсткості.

Абсолютно жорсткі споруди мають дуже велику жорсткість у вертикальному напрямку. Споруди не можуть викривлятися, дають рівномірну осадку при симетричному навантаженні і відносно однорідній стисливості основи (громадські будівлі – жорсткість надають поперечні торцеві стіни і сходові клітки). При нерівномірній деформації основи вони отримують крен, але немає вигину (водонапірні башти, доменні печі і т.д.).

Характер взаємодії таких споруд з основою наступний: в зонах основи, де стисливість ґрунту менша, тиск по підшві фундаментів збільшується, а в зонах з більшою стисливістю зменшується. Оскільки ґрунти основ здатні перерозподіляти напруження з більш навантажених ділянок на менш навантажені, можливість проявлення впливу осадок зменшується.

Внаслідок вирівнювання осадок в конструкціях абсолютно жорстких будівель і споруд виникають додаткові зусилля, які, як правило, безпечні, так як такі конструкції мають великий запас міцності.

Абсолютно гнучкі споруди під дією зовнішніх навантажень слідує за осадкою ґрунту у всіх точках контакту з поверхнею ґрунту, якщо при цьому виникають нерівномірні осадки, то в конструкціях споруди не виникає додаткових зусиль чи напружень. До таких споруд відносять земляні насипи і греблі. До даного класу можна віднести і іншу групу споруд, так званих практично гнучких. До них відносять гнучкі днища резервуарів, одноповерхові будівлі з статично визначною розрахунковою схемою, в тому числі естакади і галереї. При їх проектуванні слід на окремих ділянках, що мають невелику протяжність, все ж оцінювати незначне вирівнювання осадок і додаткових зусиль, які при цьому виникають і можуть порушити експлуатаційну придатність.

У загальному випадку граничні деформації абсолютно гнучких і практично гнучких споруд призначають, виходячи з вимог нормальної експлуатації.

Споруди кінцевої жорсткості при нерівномірних деформаціях можуть отримати викривлення, можливі тріщини, якщо не повністю враховані додаткові навантаження, вони частково зменшують нерівномірність осадок, в зв'язку з перерозподілом зусиль по підшві фундаменту (будинки з повним і неповним каркасом, що мають в своєму складі розрізні і нерозрізні конструкції, а також цегляні, великоблочні і великопанельні будівлі).

При розрахунках і проектуванні даної категорії будівель і споруд необхідно розглядати спільну роботу ґрунтів основ і підземних конструкцій, враховуючи додаткові зусилля, що виникають внаслідок нерівномірних осадок. Складність оцінки спільної роботи ґрунтів основ і всієї споруди в цілому полягає в тому, що в деяких випадках важко визначити жорсткість конструкцій і деформативність ґрунтів в окремих зонах основи, які працюють в умовах єдиної просторової системи.

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. 7.2);

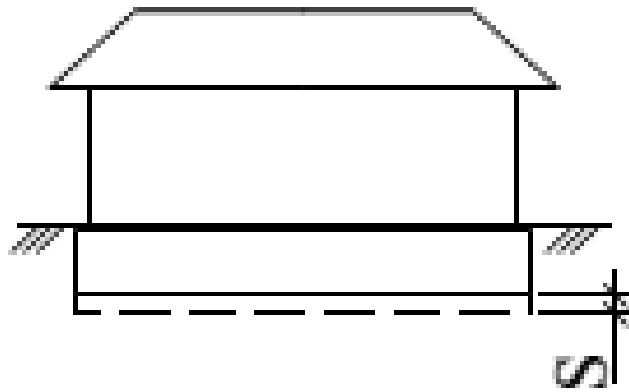


Рис. 7.2. Схема деформування системи «основа – споруда» абсолютне осідання

– відносною нерівномірністю осідання двох фундаментів (*перекіс* будинку або споруди – це різниця осадок двох або кількох фундаментів, розміщених на одній поперечній або поздовжній осі, розділена на відстань між

ними $\frac{S_2 - S_1}{L}$ (рис. 7.3);

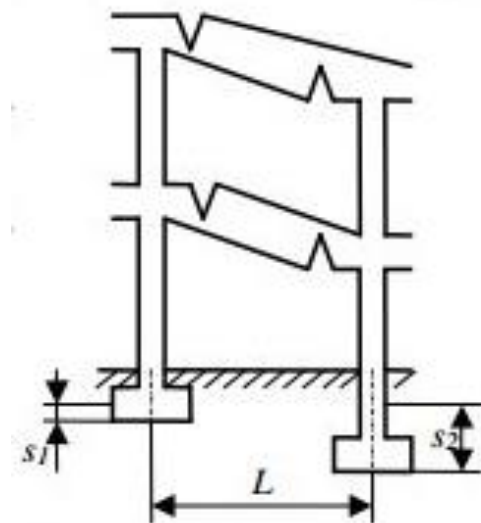
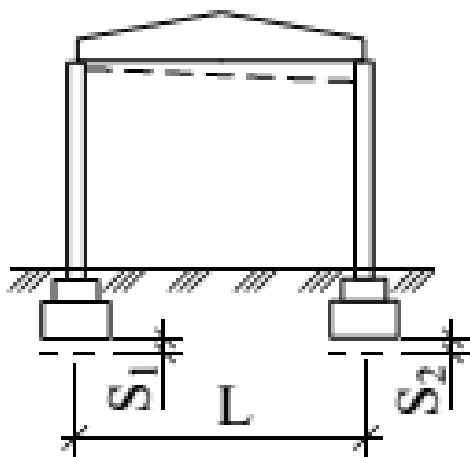


Рис. 7.3. Схема перекосу споруди

– *нахил* (крен) жорсткої споруди – різниця осідання крайніх точок фундаменту, віднесена до його довжини $i = \frac{S_2 - S_1}{L}$ (рис. 7.4);

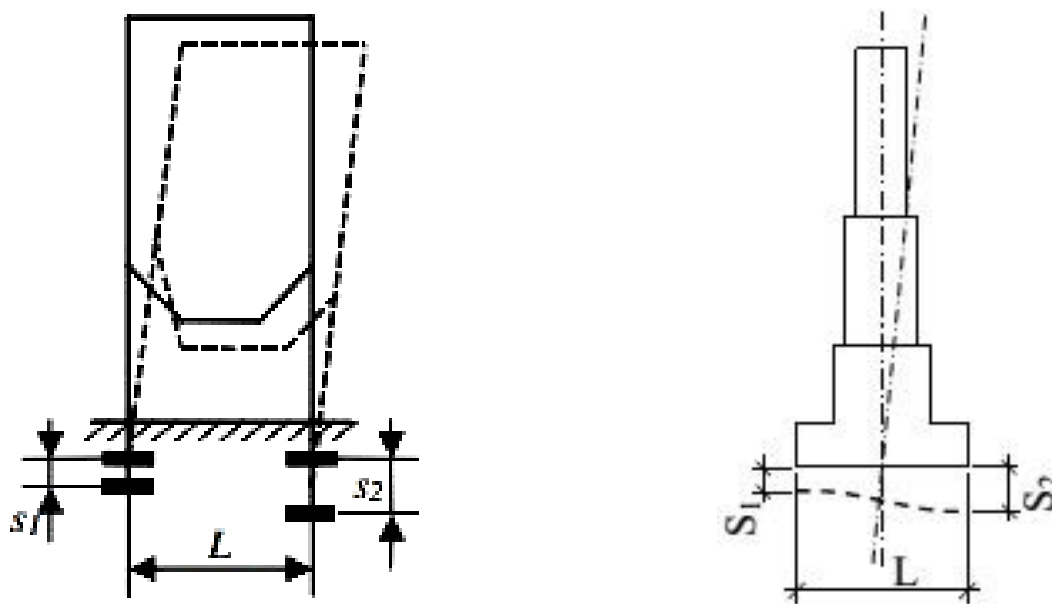


Рис. 7.4. Схема нахилу (крену) споруди

– відносний *прогин* або *вигин* f/L – відношення стріли прогину або вигину до довжини частини споруди, що згинається (рис. 7.5);

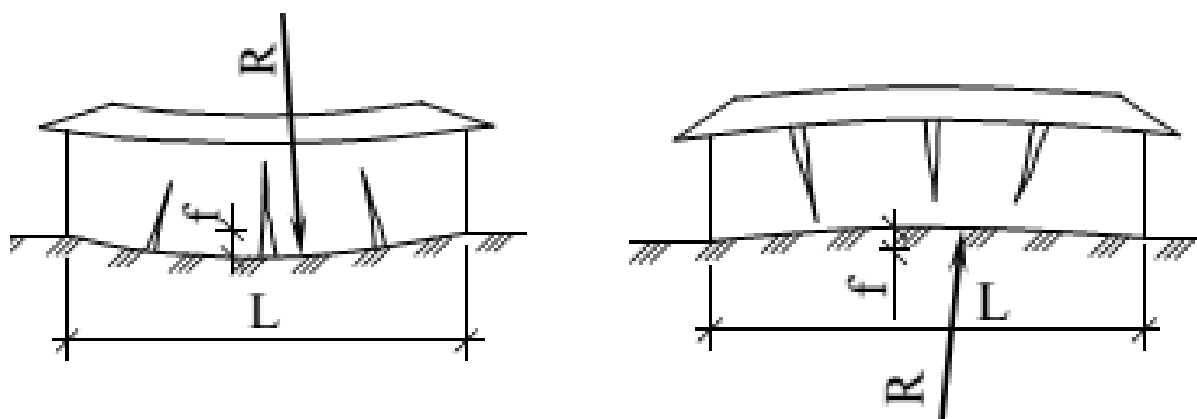


Рис. 7.5. Схема прогину або вигину споруди

– кривизна частини споруди, що згинається, $\rho = l/R$ – величина, обернена радіусу викривлення; відносний кут закручування споруди θ , що характеризує її просторову роботу в цілому (кручення – являє собою неоднаковий крен споруди по довжині, при цьому виді деформації додаткові зусилля виникають не лише в елементах стін, але й в конструкціях перекриття рис. 7.6);

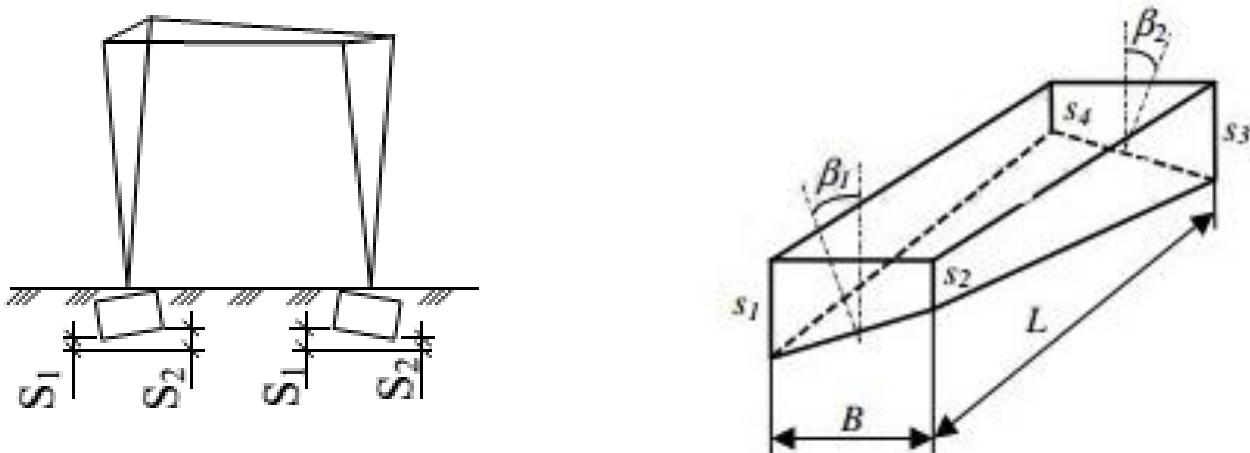


Рис. 7.6. Схема розрахунку відносного кута закручування $\frac{|\beta_1| + |\beta_2|}{L}$

– горизонтальне переміщення фундаменту від дії горизонтальних навантажень u виникає при передачі від конструкцій значних горизонтальних зусиль (наприклад, розпірні конструкції). Такі зусилля можуть спостерігатись і при горизонтальному переміщенні масиву ґрунту у випадку зсуву укосів і виконання підземних робіт. (рис. 7.7).

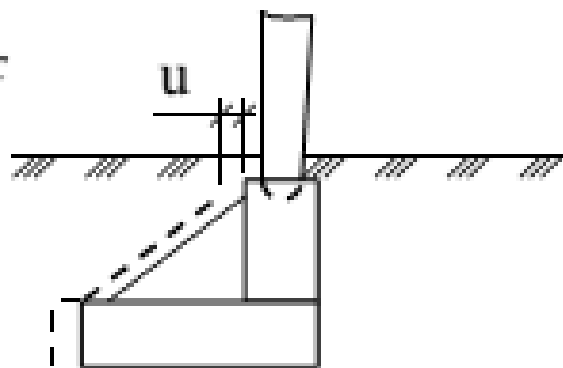


Рис. 7.7. Схема горизонтальної деформації споруди

7.4. Деформація основ

Розрізняють наступні види деформацій основ:

1. *Осадки* – це деформація, що відбувається в результаті ущільнення ґрунту під дією зовнішнього навантаження і в окремих випадках під дією власної ваги ґрунту, що не супроводжується зміною його структури.

2. *Просадки* – це деформація, що відбувається в результаті ущільнення і як правило, зміни структури ґрунту під дією зовнішнього навантаження і

власної ваги ґрунту та впливу додаткових факторів (замочення просівшого ґрунту, відтаювання льодових прошарків в замерзлому ґрунті).

3. *Підйоми та усадки* – деформації, які пов'язані із зміною об'єму деяких ґрунтів при зміні їх вологості або дії хімічних речовин (набухання чи усадка) та при замерзанні води і відтаюванні льоду в порах ґрунту (морозне здимання і відтавання ґрунту).

4. *Просідання* – деформація земної поверхні, викликана розробкою корисних копалин, зміною гідрологічних умов, зниженням рівня підземних вод, карстово-дифузійними процесами і тому подібне.

5. *Горизонтальні переміщення* – деформації, які пов'язані з дією горизонтальних навантажень на основу (фундаменти розпірних систем, підпірні стінки і т.д.) або значними вертикальними переміщеннями поверхні при осіданні та просадці ґрунтів під власною вагою.

Отже, деформації основи поділяють на дві групи:

- деформації від зовнішнього навантаження на основу (осадки, просадки та горизонтальні переміщення);

- деформації, які не пов'язані із зовнішнім навантаженням на основу і проявляються у вигляді вертикальних та горизонтальних переміщень поверхні основи (підйоми і усадки, просідання).

Для зменшення деформацій основ та їх впливу на будівлі і споруди при влаштуванні фундаментів передбачають ряд заходів. А саме:

1. Заходи, що захищають ґрунти від погіршення їх будівельних властивостей:

- водозахисні заходи на ділянках складених ґрунтами, які є чутливими до зміни вологості;
- захист ґрунтів основи від хімічно-активної рідини, яка може привести до просадок, набухання, збільшення агресивності підземних вод;
- обмеження джерел зовнішньої дії (вібрації);
- запобіжні заходи, що здійснюються в процесі будівництва споруди (збереження природної структури і вологості ґрунтів, дотримання технології влаштування фундаментів).

2. Заходи щодо зміни будівельних властивостей ґрунтів основи (влаштування штучних основ):

- ущільнення ґрунтів;
- повна або часткова заміна ґрунтів подушками з піску, гравію чи щебеню;
- влаштування насипів (відсипкою або гідронамивом);
- закріплення ґрунтів (хімічним, електрохімічним та термічним способами);
- введення в ґрунт спеціальних домішок (для ліквідації здимальних властивостей, просочення нафтопродуктами або засолення ґрунтів);
- армування ґрунту (введення спеціальних плівок, сіток).

3. Конструктивні заходи, що зменшують чутливість споруди до деформацій:

- раціональна компоновка споруди в плані і по висоті;

- збільшення міцності і просторової жорсткості споруди, що досягається підсиленням конструкцій;
- збільшення піддатливості споруди за рахунок гнучких або розрізних конструкцій;
- влаштування пристроїв для вирівнювання конструкцій споруди та рихтування технологічного обладнання.

7.5. Розрахунок основ за граничними станами

Граничними називаються такі стани конструкцій та основ, при яких вони перестають задовольняти вимоги, які до них ставлять, тобто втрачають несучу здатність, стійкість, отримують недопустимі деформації тощо. Основним завданням проектування основ і фундаментів є завдання недопущення в будівлях і спорудах виникнення граничних станів (це забезпечить надійність проектних рішень). З іншого боку, реальні стани конструкцій та основ повинні бути наближеними до граничних (це забезпечить економічність).

У даний час проектування конструкцій та основ виконують за двома групами граничних станів. *Розрахунки першої групи* забезпечують можливість експлуатації будівель взагалі, *розрахунки другої групи* – можливість їх нормальної експлуатації.

Проектування основ включає підкріплений розрахунком вибір:

1. типу основи (природна чи штучна);
2. типу, конструкції, матеріалу і розмірів фундаменту (мілкого чи глибокого закладання; стрічкові, стовпчасті, плитні та ін.; залізобетонні, бетонні, бутобетонні);
3. заходів, що застосовуються за необхідності зменшення впливу деформацій основи на експлуатаційну придатність споруд.

Основи повинні розраховуватись за двома групами граничних станів:

- за I групою – за несучою здатністю;
- за II групою – за деформаціями.

Метою розрахунку основи за несучою здатністю (за I групою граничних станів) є забезпечення міцності і стійкості основи, а також недопущення зсуву фундаменту по підшві та його перекиданні.

Згідно з ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд" [2] розрахунок основ будинків та споруд за несучою здатністю проводиться у відповідності до умови:

$$F \leq \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n},$$

де F – розрахункове навантаження на основу;

F_u – сила граничного опору основи;

γ_c – коефіцієнт умов роботи основи (для пісків, крім пилюватих, $\gamma_c=1$; для пісків пилювато-глинистих в стабілізованому стані $\gamma_c=0,9$; для пісків пилювато-глинистих в нестабілізованому стані $\gamma_c=0,85$);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який дорівнює 1,2; 1,15; 1,1 для споруд I, II і III класу відповідно.

Розрахунки основ за несучою здатністю виконують у таких випадках:

- На основи передаються значні горизонтальні навантаження (можливі зсув фундаменту або втрата стійкості основи), в тому числі і сейсмічні;

- Споруда розміщена на схилі або поблизу схилу (можлива втрата стійкості укосу).

- Якщо середній тиск під подошвою фундаменту p більший за розрахунковий опір ґрунту R .

- Якщо відстань від підлоги підвалу до подошви фундаменту у багатоповерхових будівлях менша за 0,5 м.

- Основа складена водонасиченими, пилювато-глинистими ґрунтами, які повільно стискаються, або біогенним ґрунтом (при ступені вологості $S_r \geq 0,85$).

- Основа складена скельними ґрунтами.

Метою розрахунку основи за деформаціями (за II групою граничних станів) є обмеження абсолютних і відносних переміщень фундаменту та надфундаментних конструкцій такими граничними значеннями, при яких гарантується нормальна експлуатація споруд і не зменшується їх довговічність. Розрахунок основ за деформаціями виконується в усіх випадках.

Переміщення різних точок подошви фундаменту зумовлені деформаціями основи за рахунок ущільнення та осадки ґрунту. Розрахунок виконується за умови, що:

$$S \leq S_u,$$

де S – осадка (деформація основи);

S_u – граничне значення величини осадки, яке враховує особливості будівлі.

В загальному випадку S визначають з урахуванням сумісної роботи будівель і основ (враховують перерозподіл напружень в ґрунті на основі сумісних розрахунків системи “будівля-основа”). Не враховують сумісної роботи цієї системи в таких випадках:

- для будівель і споруд III класу;
- при визначенні середніх значень осідань фундаментів $\bar{S}$;
- при використанні типових проектів будівель.

Граничні значення деформацій основ і фундаментів S_u визначають, виходячи з технологічних архітектурних вимог або з умов роботи конструкцій, їх елементів чи будівлі в цілому. Останнє визначається на основі сумісних розрахунків системи “будівля-основа”.

Якщо в завданні на проектування відсутнє S_u та будівля не розраховується на зусилля, що виникають в її конструкції при взаємодії з основами (найбільш поширені будівлі), то граничні значення деформацій приймають за додатком И ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд".

Розрахунки за деформаціями виконують в усіх випадках, за винятком скельних ґрунтів, і коли виконуються вимоги таблиці И.1 - Граничні деформації основи ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд".

Таблиця 7.2

Граничні деформації основи

Споруди	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_u$	Крен i_u	Середні s_u (у дужках максимальні $s_{\max,u}$) осідання, см
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові будинки з повним каркасом:			
залізобетонним;	0,002	-	(10)
те саме, з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції;	0,003	-	(15)
сталевим	0,004	-	(15)
те саме, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,005	-	(18)
2. Будинки і споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань	0,006	-	(20)
3. Багатоповерхові безкаркасні будинки з несучими стінами з:			
крупних панелей;	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування	0,0020	0,005	12
те саме, з армуванням, у тому числі з улаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робочим будинок і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті;	-	0,003	40
те саме, збірної конструкції;	-	0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції;	-	0,004	40
те саме, збірної конструкції;	-	0,004	30
окремо розташований робочий будинок	-	0,004	25
5. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	-	0,005	40
$100 < H \leq 200$	-	$1/(2H)$	30

$200 < H \leq 300$	-	$1/(2H)$	20
$H > 300$	-	$1/(2H)$	10
6. Жорсткі споруди заввишки до 100 м, крім зазначених у поз. 4 і 5	-	0,004	20
7. Антенні споруди зв'язку:			
стовбури щогл заземлені	-	0,002	20
те саме, електрично ізольовані;	-	0,001	10
вежі радіо;	0,002	-	-
вежі короткохвильових радіостанцій;	0,0025	-	-
вежі (окремі блоки)	0,001	-	-
8. Опори повітряних ліній електропередачі:			
проміжні прямі;	0,003	0,003	-
анкерні й анкерно-кутові, проміжні кутові, кінцеві, портали відкритих розподільних пристроїв	0,0025	0,0025	-
спеціальні перехідні	0,002	0,002	-

Чим ближче будуть співпадати S та S_u , тим більш економічно будуть спроектовані основи та фундаменти.

7.6. Навантаження та впливи на фундаменти. Сполучення навантажень

Навантаження – це механічна дія, мірою якої є сила, що характеризує величину і напрямок цієї дії та спричиняє зміну напружено-деформованого стану конструкцій будівель та споруд і їх основ.

Навантаження та дії на основу, що передаються на фундамент споруди, необхідно встановлювати виходячи з сумісної роботи споруди та основи. Навантаження, які при цьому враховуються, коефіцієнти надійності по навантаженню, а також можливі сполучення навантажень необхідно приймати згідно з вимогами ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження та впливи".

Залежно від періоду дії навантажень їх поділяють на постійні та тимчасові. *Постійні* навантаження є навантаження, які під час будівництва та експлуатації споруди діють постійно. До них відносять: власну вагу несучих та огорожуючих конструкцій та вагу і тиск ґрунтів (насипів, засипок). Постійні навантаження визначаються за проектними даними на основі геометричних розмірів як добуток їх щільності на об'єм.

Змінні навантаження – навантаження, які діють в окремі періоди будівництва, а при експлуатації можуть бути відсутні.

Змінні навантаження поділяють на: тривалі; короткочасні; епізодичні.

До *тривалих навантажень* відносять:

- а) вагу тимчасових перегородок, підливов та підбетонів під обладнання;
- б) вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, трубопроводів з арматурою, опорними частинами та ізоляцією,

стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та напрямними, а також вагу рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання;

в) тиск газів, рідин та сипучих тіл у місткостях та трубопроводах, надлишковий тиск та розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;

г) навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах та подібних приміщеннях;

д) температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання;

е) вагу шару води на водонаповнених плоских покриттях;

ж) вагу відкладень промислового пилу, якщо його накопичення не виключене відповідними заходами;

з) навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

і) вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

к) снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

л) температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

м) впливи, обумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту;

н) впливи, обумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До короткочасних навантажень відносять:

а) навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах, а також під час його перестановки чи заміни з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

б) вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

в) навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями, крім навантажень, зазначених у 4.12 а, б, в, г;

г) навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів), а також від мостових та підвісних кранів з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

д) снігові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

е) температурні кліматичні впливи з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

ж) вітрові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

з) ожеледні навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До *епізодичних навантажень* відносять:

а) сейсмічні впливи;

б) вибухові впливи;

в) навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання;

г) впливи, обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадкових ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Значення коефіцієнта надійності за навантаженням приведені в ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження та впливи".

Розрізняють навантаження нормативні та розрахункові.

Нормативними називаються навантаження або впливи близькі за величиною до найбільших можливим при нормальній експлуатації будівель і споруд. Їх значення приведені в ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження та впливи".

Коефіцієнт надійності за навантаженням γ_f враховує можливість відхилення зовнішнього навантаження в реальних умовах від навантажень, прийнятих в проекті. Його значення наведені в ДБН В.1.2-2:2006 "Навантаження та впливи".

Розрахункові визначають як добуток нормативного навантаження на коефіцієнт надійності.

$$q = q_n \cdot \gamma_f,$$

де q , q_n – значення відповідно розрахункового та нормативного навантаження.

При розрахунках за II групою граничних станів (за деформаціями) коефіцієнт надійності за навантаженням приймають рівним 1.

Всі конструкції, в тому числі основи та фундаменти, завжди розраховують на максимальне зусилля, яке дають комбінації кількох навантажень, що називається сполученням (поєднанням) навантажень.

До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції (основи) з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

Сполучення навантажень поділяють на основні та аварійні.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,90$ для короточасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення $\psi_1=0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2=0,80$ для короточасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень $\psi_1=1,00$.

Для перевірки граничних станів першої групи використовують основні сполучення, які включають

Для перевірки граничних станів другої групи використовують основні сполучення, які включають постійні навантаження з експлуатаційними розрахунковими значеннями, а також експлуатаційні розрахункові, циклічні або квазіпостійні значення змінних навантажень. До аварійного сполучення крім постійних і змінних навантажень може входити тільки один епізодичний вплив.

7.7. Глибина закладання фундаментів

Під глибиною закладання фундаментів розуміють відстань від поверхні планування до підшови (рис. 7.1). За наявності в будівлі підвалу глибину закладання фундаменту d визначають з урахуванням відстані від підлоги підвалу до його підшови.

Очевидно, що чим менше глибина закладання фундаменту, тим менше об'єм матеріалу, що витрачається, і нижче вартість його зведення. Проте при виборі глибини закладання фундаменту доводиться керуватися цілим рядом чинників.

Глибина закладання фундаментів повинна визначатись з врахуванням:

1. Існуючого і проектного рельєфу території, що підлягає забудові.

При проектуванні фундаментів необхідно зробити так, щоб підлога першого поверху будови була дещо вище від поверхні планування в найвищій точці рельєфу майданчика в межах розмірів будівлі, а підшва фундаментів була розташована не менше ніж на 0,5м нижче від найнижчої точки рельєфу, який проектується, в тих же межах.

2. Інженерно-геологічних умов площадки будівництва (фізико-механічні властивості ґрунтів; характеристика нашарувань; наявність шарів, схильних до сковзання; наявність карманів вивітрювання; пустот, що утворилися в результаті розчинення солей і інше).

Врахування інженерно-геологічних умов полягає у виборі несучого шару ґрунту. Цей вибір проводиться на основі попередньої оцінки міцності і стисливості ґрунтів; за геологічними розрізами. Все різноманіття нашарування ґрунту можна представити у вигляді трьох схем (рис. 7.8).

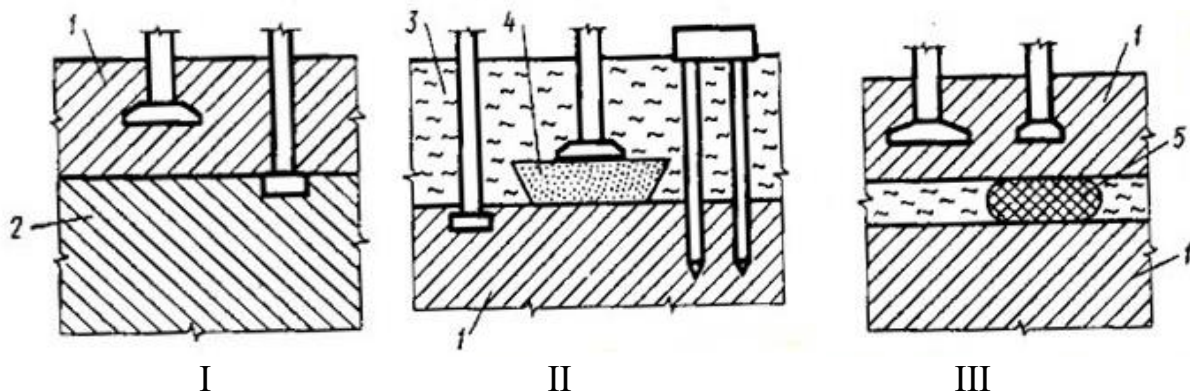


Рис 7.8. Схеми нашарувань ґрунтів з варіантами влаштування фундаментів:

1 – нормальний ґрунт; 2 – міцніший ґрунт; 3 – слабкий ґрунт;
4 – піщана подушка; 5 – зона закріплення ґрунту

Мінімальна глибина закладання фундаменту на природних основах визначається так, щоб фундаментом були пройдені небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучий шар не менше ніж на 0,15...0,2 м.

3. Гідрогеологічних умов площадки (рівень підземних вод та верховодки, а також можливих їх змін в процесі будівництва і експлуатації споруди, агресивності підземних вод і т.д.).

Визначення глибини закладання фундаменту в залежності від розташування рівня ґрунтових вод приведене в табл. 7.3.

Таблиця 7.3.

Визначення глибини закладання фундаменту в залежності від розташування рівня ґрунтових вод

Ґрунти під подошвою фундаменту	Глибина закладання фундаментів у залежності від глибини розташування рівня підземних вод d_w , м, при	
	$d_w < d_f + 2$	$d_w > d_f + 2$
Скельні, великоуламкові з піщаним заповнювачем, піски гравелисті, крупні і середньої крупності	Не залежить від розрахункової глибини промерзання ґрунту d_f	
Піски дрібні і пилуваті		
Супіски з показником текучості: $I_L < 0$		
$I_L < 0$		
$I_L \geq 0$		
Суглинки, глини, а також великоуламкові ґрунти з глинистим заповнювачем при показнику текучості ґрунту чи заповнювача:	Не менше розрахункової глибини промерзання ґрунту d_f	
$I_L \geq 0,25$		Не менше $0,5 d_f$
$L < 0,25$		
Примітка 1. У випадках, коли глибина закладання фундаментів не залежить від розрахункової глибини промерзання d_f відповідні ґрунти, зазначені в даній таблиці, повинні залягати до глибини не менше нормативної глибини промерзання d_{fn} .		
Примітка 2. Положення рівня підземних вод повинне прийматись з урахуванням указівок підрозділу 7.4.		

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.

4. Глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Проблема полягає в тому, що багато водонасичених глинистих ґрунтів володіють здимальними властивостями, тобто збільшують свій об'єм при

замерзанні, за рахунок утворення в них прошарків льоду. Замерзання супроводиться підсосом ґрунтової води з нижчележачих шарів, за рахунок чого товщина прошарків льоду ще більш збільшується. Це приводить до виникнення сил здимання по підшві фундаменту, які можуть викликати підйом споруди. Подальше відтавання таких ґрунтів приводить до різкого їх зволоження, зниження їх несучої здатності і просідання споруди (рис. 7.9).

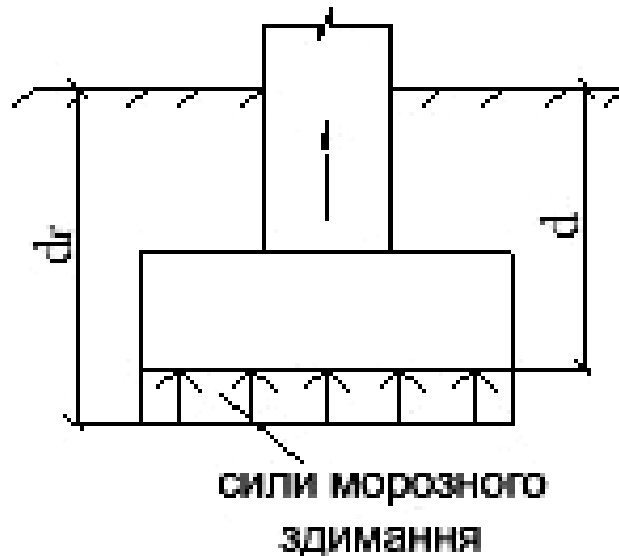


Рис 7.9. Схеми морозного здимання основи:
 d_f –глибина сезонного промерзання ґрунтів;
 якщо $d < d_f$ – фундамент піднімається

До здимання найбільш схильні пилуваті ґрунти, що містять глинисті частинки. До нездимальних ґрунтів відносять: великоуламковий ґрунт з піщаним заповненням, піски гравіюваті, крупні і середньої крупності. Глибина закладання фундаментів в них не залежить від глибини промерзання (у будь-яких умовах).

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту приймається рівною середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менш 10 років) на відкритій, оголеній від снігу горизонтальній площадці при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

При відсутності даних багаторічних спостережень нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту d_{fn} , м, визначають на основі теплотехнічних розрахунків. Для районів, де глибина промерзання не перевищує 2,5 м, її нормативне значення допускається визначати за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \cdot \sqrt{M_t},$$

де M_t – безрозмірний коефіцієнт, чисельно дорівний сумі абсолютних значень середньомісячних від’ємних температур за зиму в даному районі, прийнятих за ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010 “Будівельна кліматологія”, а при відсутності в них даних для конкретного пункту чи району будівництва – за

результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічних умовах з районом будівництва;

$d_0 = m$ – величина для: суглинків і глин – 0,23; супісків, пісків дрібних і пилюватих – 0,28; пісків гравіюватих, великих і середньої крупності – 0,30; великоуламкових ґрунтів – 0,34.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідної будови визначається як середньозважене в межах глибини промерзання.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту $d_{f,м}$, визначається за формулою:

$$d_f = k_h \cdot d_{fn}$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання;

k_h – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди, прийнятий: для зовнішніх фундаментів опалювальних споруд – за табл. 7.4;

Таблиця 7.4

Коефіцієнт k_h , що враховує вплив теплового режиму споруди

Особливості споруди	Коефіцієнт k_h при розрахунковій середньодобовій температурі повітря в приміщенні, що примикає до зовнішніх фундаментів, °С				
	0	5	10	15	≤ 20
Без підвалу з підлогою, що влаштовують:					
на ґрунту	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5
на лагах по ґрунту	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6
на утепленому цокольному перекритті	1,0	1,0	0,9	0,8	0,7
З підвалом	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
Примітка: 1. Приведені в табл. 7.4 значення коефіцієнта k_h відносяться до фундаментів, у яких відстань від зовнішньої грані стіни до краю фундаменту $a_f < 0,5$ м; якщо $a_f \geq 1,5$ м, значення коефіцієнта k_h підвищуються на 0,1, але не більш ніж до значення $k_h = 1$; при проміжному розмірі a_f значення коефіцієнта k_h визначають інтерполяцією. 2. До приміщень, пов'язаних із зовнішніми фундаментами, відносять підвали, а при їхній відсутності - приміщення першого поверху. 3. При проміжних значеннях температури повітря коефіцієнт k_h приймається з округленням до найближчого меншого значення, зазначеного в табл. 5.1.					

Для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд – $k_h = 1,1$, крім районів з від'ємною середньорічною температурою.

Глибина закладання фундаментів опалювальних споруд за умовами недопущення морозного здимання ґрунтів основи повинна призначатися:

а) для зовнішніх фундаментів (від рівня планування) (табл. 7.4);

б) для внутрішніх фундаментів – незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибину закладання зовнішніх фундаментів допускається призначати незалежно від розрахункової глибини промерзання, якщо:

- фундаменти спираються на піски дрібні, і спеціальними дослідженнями на даній площадці встановлено, що вони не мають здимальних властивостей, а також у випадках, коли спеціальними дослідженнями і розрахунками встановлено, що деформація ґрунтів основи при їх промерзанні і відтаванні не порушує експлуатаційну придатність споруди;

- передбачено спеціальні теплотехнічні заходи, що виключають промерзання ґрунтів.

Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів опалювальних споруд з холодними підвалами (які мають від'ємну температуру в зимовий період) варто приймати, рахуючи від підлоги підвалу. (табл. 7.4)

Глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд повинна призначатися за табл. Г.2 ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд", при цьому глибина обчислюється: при відсутності підвалу – від рівня планування, а при наявності – від підлоги підвалу (табл. 7.4).

У проекті основ і фундаментів повинні передбачатися заходи, що не допускають зволоження ґрунтів основи, а також промерзання їх в період будівництва.

Мінімальну глибину закладання фундаментів у всіх ґрунтах, крім скельних, рекомендують приймати не менше 0,5м від рівня планування.

З метою зменшення глибини закладання підосви фундаментів, особливо в районах глибокого промерзання ґрунтів, іноді доцільно утеплювати ґрунт у межах верхнього шару теплоізоляційними матеріалами, що не вбирають вологу (рис. 7.10)

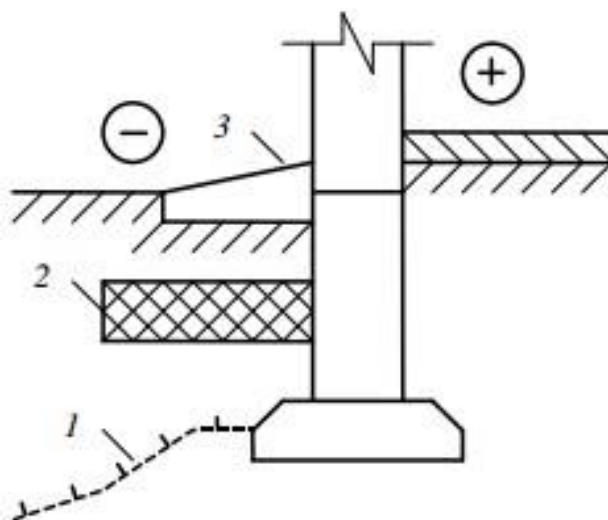


Рис. 7.10. Теплова ізоляція ґрунту біля фундаменту:
1 – границя промерзання; 2 – теплоізоляція; 3 – вимощення.

5. Призначення, а також конструктивних особливостей споруди (наявність і розміри підвалів, фундаментів під обладнання і т. д.);

Основними конструктивними особливостями споруди, що впливають на глибину закладання її фундаменту є:

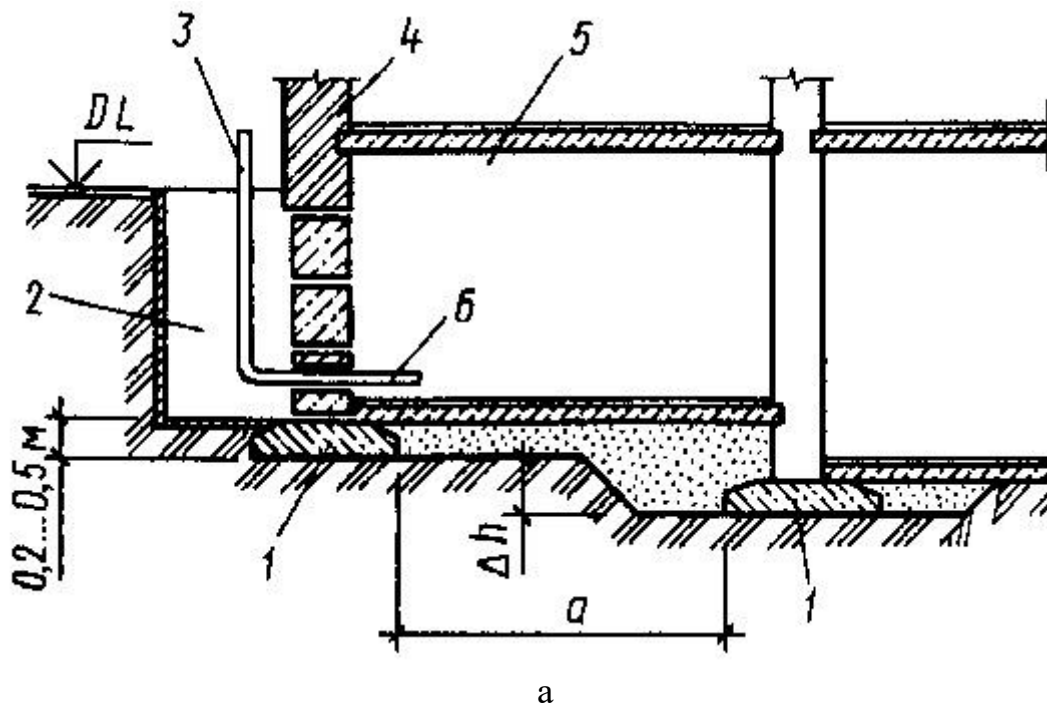
- наявність і розміри підвальних приміщень, відкосів або фундаментів під устаткування;
- глибина закладання фундаментів примикаючих споруд;
- наявність і глибина прокладки підземних комунікацій і конструкцій самого фундаменту.

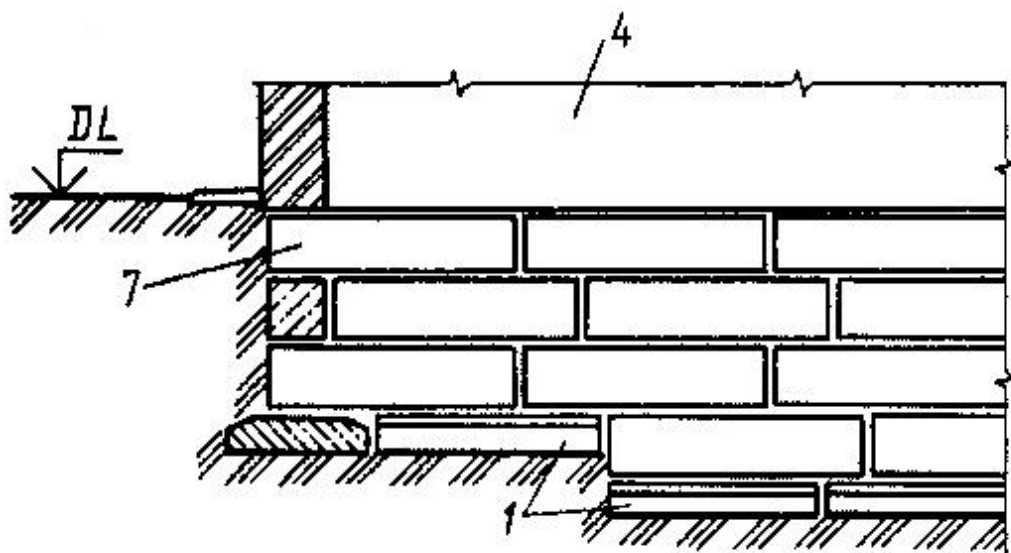
Глибина закладання фундаментів d визначається від поверхні планування або підлоги підвалу до підшови фундаменту, за наявності бетонної підготовки – до її низу.

Глибина закладання фундаменту приймається на 0,2-0,5 м нижче за відмітку підлоги підвалу (або заглибленого приміщення), тобто на висоту фундаментного блоку.

Фундаменти споруди або його відсіку по можливості потрібно закладати на одному рівні (рис 7.11).

При закладанні стрічкових фундаментів суміжних відсіків на різних відмітках перехід від більш зануреної частини до менш зануреної необхідно виконувати уступами. Уступи повинні бути не крутіше 1:2, а висота уступу – не більше 60 см. Стрічкові фундаменти примикаючих частин відсіків повинні мати однакове занурення протягом 1м від шва.





б

Рис. 7.11. Вибір глибини закладання фундаменту залежно від конструктивних особливостей споруди: а – будівля з підвалом в різних рівнях і відсіком; б – зміна глибини закладання стрічкового фундаменту; 1 – фундаментні плити; 2 – відсік; 3 – трубопровід; 4 – стіна будівлі; 5 – підвал; 6 – введення трубопроводу; 7 – стінні блоки

Допустима різниця відміток закладання сусідніх стовпчастих фундаментів (рис.7.12) (або стовпчастих і стрічкових) визначається за формулою:

$$\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_l + \frac{c_l}{p} \right),$$

де a – відстань між фундаментами у просвіті;

φ_l і c_l – розрахункове значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту;

p – середній тиск під подошвою розташованого вище фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основ за несучою здатністю).

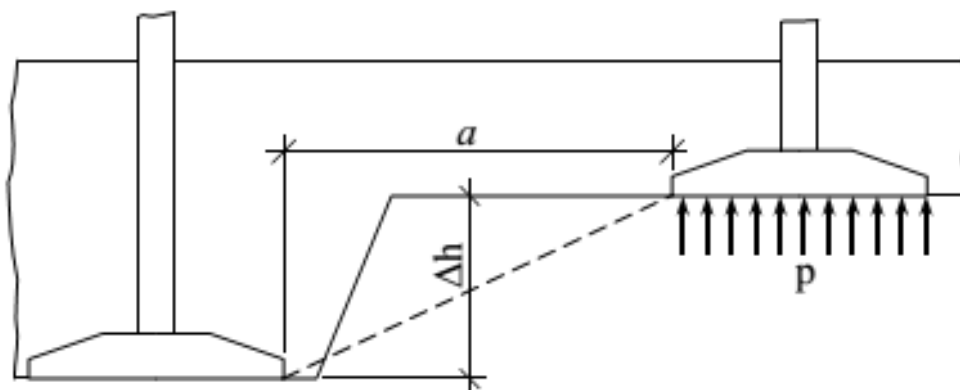


Рис. 7.12. Схема примикання фундаментів, які проектуються, до існуючих

Фундаменти споруд, як правило, необхідно закладати на одному рівні. Фундаменти проектних споруд, що безпосередньо примикають до існуючих фундаментів, рекомендується приймати на одній відмітці. Перехід на більшу глибину занурення слід виконувати виходячи з умови $\Delta h \leq a \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right)$. Якщо вона не виконується, необхідно застосовувати влаштування шпунтових стінок або іншої огорожі (рис. 7.13).

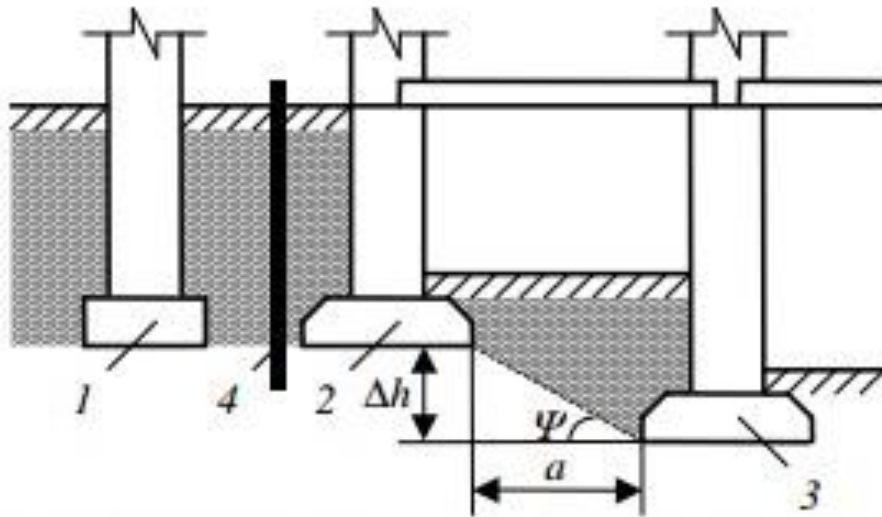


Рис. 7.13. Схема захисту існуючої будівлі від додаткових осідань при зведенні поряд нової будівлі з більшою глибиною закладання фундаментів:

- 1 – фундамент існуючої будівлі; 2 – фундамент нової будівлі;
3 – фундамент з більшою глибиною закладання; 4 – шпунтова стінка.

6. Величини і характеру навантажень та дій їх на фундамент.

Навантаження, які діють на фундамент, суттєво впливають на вибір його конструкції та на глибину закладання. При рівномірно розподілених навантаженнях по периметру споруди більш доцільними є стрічкові фундаменти з невеликим заглибленням і значною площею, або пальові фундаменти. При великих зосереджених навантаженнях доцільнішим є використання стовпчастих фундаментів або опор глибокого закладання.

7. Глибини прокладки комунікацій.

Введення комунікацій (труби водопроводу, каналізації) має бути закладено вище за підшву фундаменту (рис. 7.14).

За цієї умови труби не схильні до додаткового тиску від фундаменту, а фундаменти не спираються на насипний ґрунт траншей, виритих для прокладки труб. Крім того, за необхідності заміни труб не будуть порушені ґрунти основи.

При виборі глибини занурення фундаментів рекомендується:

- передбачати занурення фундаментів в несучий шар на 10...15 см;
- уникати наявності під підшвою фундаменту шару ґрунту малої товщини, якщо його будівельні властивості значно гірші за властивості підстеляючого шару;

- закладати фундаменти вище рівня підземних вод для виключення необхідності застосування водозниження під час виконання робіт;
- у шаруватих основах всі фундаменти переважно зводити на одному ґрунті або на ґрунтах з близькою міцністю і стисливістю. Якщо ця умова неможливо, то розміри фундаментів вибираються головним чином з умови вирівнювання осадок.

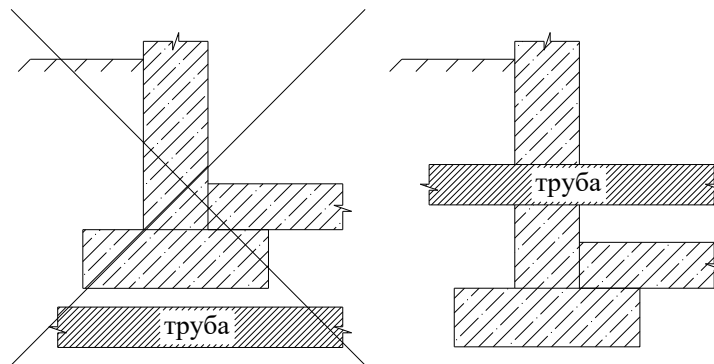


Рис. 7.14. Схема неправильного і правильного введення комунікацій

За необхідності закладання фундаментів нижче рівня підземних вод слід передбачити методи виконання робіт, що зберігають структуру ґрунту.

Якщо глибина занурення фундаментів за умовами несучої здатності і реформованості ґрунтів основи виявляється надто великою, рекомендується розглянути заходи щодо покращення будівельних властивостей ґрунтів основи або перехід на пальові фундаменти.

8.2. КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

8.1. Класифікація фундаментів мілкового закладання та область їх застосування

Фундаменти, для яких співвідношення $\frac{h}{b} \leq 4$, відносять до фундаментів мілкового закладання.

Фундаменти мілкового закладання мають характерні особливості:

- співвідношення розмірів висоти і ширини не перевищує 4, що дозволяє розглядати такі фундаменти як жорсткі конструкції;
- навантаження на основу передається в основному через підшву;
- фундаменти влаштовують у відкритих котлованах або траншеях заданої форми утвореної в масиві ґрунту.

Фундаменти мілкого закладання можуть застосовуватись для будь-яких споруд і в будь-яких інженерно-геологічних умовах.

Тип фундаменту, його конструкція визначається на основі техніко-економічних порівнянь варіантів з врахуванням інженерно-геологічних умов площадки будівництва, виду споруди, розміру і характеру навантажень, виробничих можливостей будівельної організації.

Фундаменти можуть виконуватись в монолітному варіанті безпосередньо в котловані або в збірному варіанті з раніше виготовлених на заводі елементів.

Монолітні фундаменти дешевші ніж збірні і виготовляють з важкого бетону марки не нижче С8/10.

За матеріалами фундаменти поділяють на:

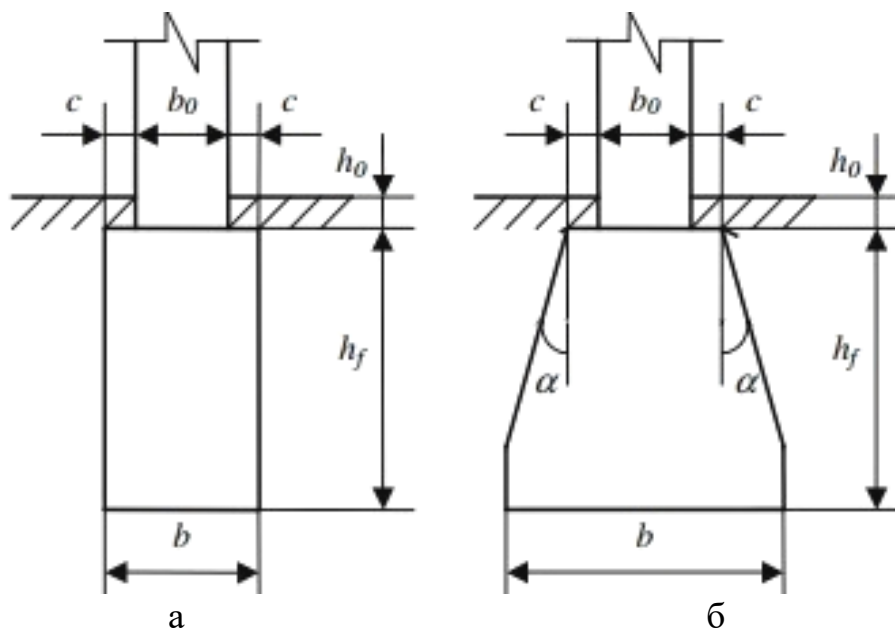
- дерев'яні з антисептичних колод хвойних дерев (використовуються для тимчасових конструкцій і невеликих споруд);
- кам'яні (бутові) з каменю марки 75, 100, 150, залежно від ґрунтів основи;
- бетонні та залізобетонні – їх розміри та конструкції призначаються за розрахунками на міцність, стійкість і деформацію основи.

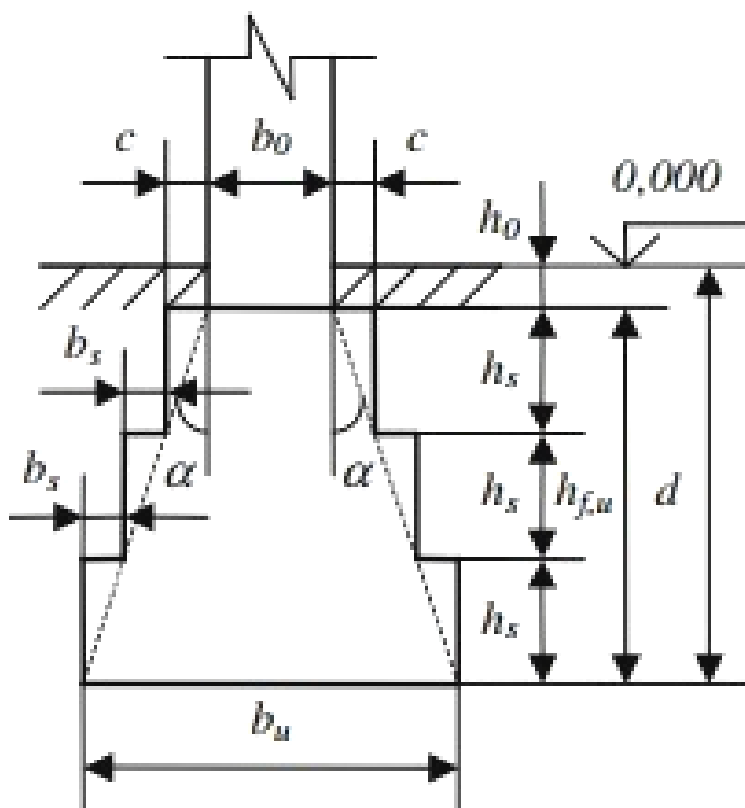
За формою фундаменти поділяють на:

- суцільні (плити під всю або частину споруди);
- стрічкові (під стіни і колони розташовані на одній осі);
- окремі фундаменти (під одну колону або стовп).

За методами розрахунку фундаменти мілкого закладання поділяють на два основні види, або класи: *жорсткі* – власні деформації яких досить малі порівняно з деформаціями основи (фундаменти з бутового каменю, бутобетону, бетонні); *гнучкі* – власні деформації яких є великими порівняно з деформаціями основи. Такі фундаменти потребують застосування арматури.

Жорсткі фундаменти за конструкцією можуть бути: мінімальної ширини, звичайні, розширені (рис.8.1).





в

Рис. 8.1. Схеми поперечного перерізу жорстких фундаментів:
а – прямокутної форми (мінімальної ширини);
б – з похилими бічними гранями в – розширений до підосви уступами

Фундаменти розширюються уступами, розміри яких визначаються кутом жорсткості α , який зумовлює співвідношення між висотою та шириною виступу фундаменту, яке призначають залежно від марки розчину або бетону та тиску на ґрунт (табл. 8.1 та 8.2). Тобто:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b_s}{h_s}.$$

Таблиця 8.1

Кути жорсткості α і найменші значення відношень ширини виступу b_s до висоти h_s кам'яних фундаментів

Марка розчину	Тиск на ґрунт p , МПа	Кут жорсткості α	$\operatorname{tg} \alpha = b_s / h_s$
50...100	$\leq 0,2$	$38^{\circ}30'$	0,80
	$> 0,25$	$33^{\circ}30'$	0,67
10...35	$\leq 0,2$	$33^{\circ}30'$	0,67
	$> 0,25$	$29^{\circ}44'$	0,57
4	$\leq 0,2$	$29^{\circ}44'$	0,57
	$> 0,25$	$26^{\circ}30'$	0,50

Кут α може бути від $26^{\circ}30'$... $38^{\circ}30'$, тобто граничним кутом нахилу, при якому в тілі фундаменту не виникають розтягуючі напруження.

Таблиця 8.2

Кути жорсткості α і найменші значення відношень ширини виступу b_s до висоти h_s бетонних фундаментів

Клас бетону	Тиск на ґрунт p , МПа	Стрічковий фундамент		Окремий фундамент	
		Кут жорсткості α	$tg\alpha = b_s / h_s$	Кут жорсткості α	$tg\alpha = b_s / h_s$
В7,5 і вище	$\leq 0,15$	$36^\circ 30'$	0,74	$33^\circ 30'$	0,67
	$> 0,55$	$33^\circ 30'$	0,67	$31^\circ 13'$	0,61
Нижче В7,5	$\leq 0,15$	$33^\circ 30'$	0,67	$31^\circ 13'$	0,61
	$> 0,15$	$29^\circ 44'$	0,57	$26^\circ 30'$	0,50

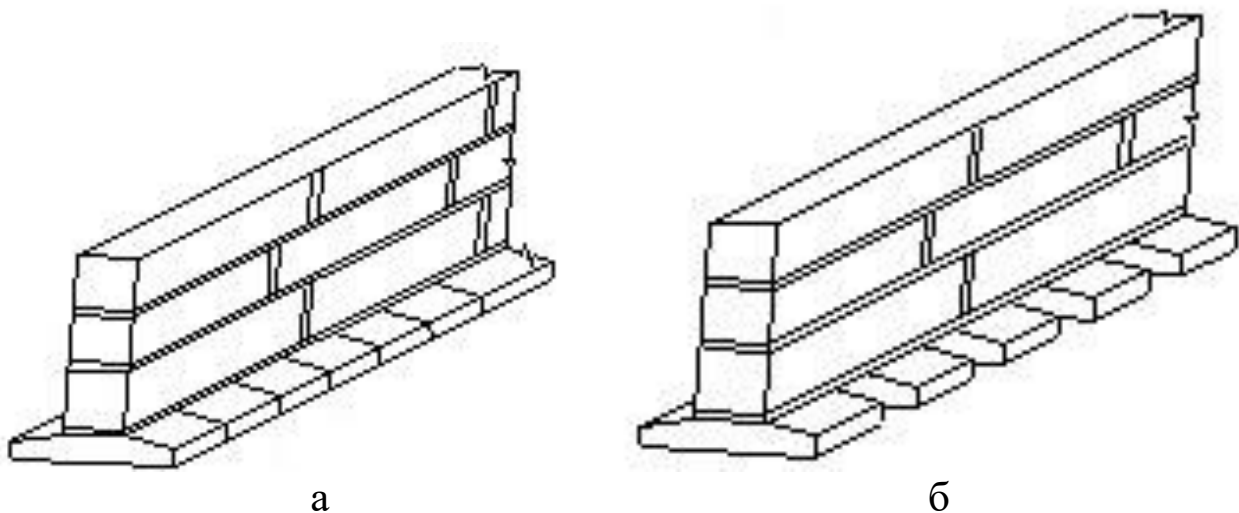
Максимальна ширина b_u і найменша висота $h_{f,u}$ фундаменту визначаються співвідношенням:

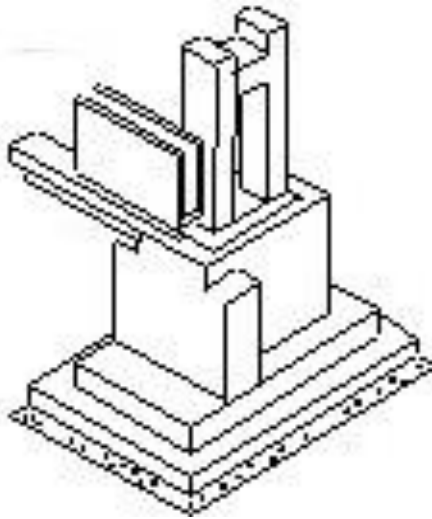
$$b_u = b_0 + 2h_0 tg\alpha,$$

$$h_{f,u} = \frac{(b_u - b_0)}{2tg\alpha}.$$

Практичний розрахунок жорстких фундаментів промислових і цивільних будинків проводять у припущенні, що контактні напруження по підшві фундаменту розподіляються за лінійним законом. Для гнучких фундаментів розрахунок тіла фундаменту здійснюють шляхом вирішення контактної задачі з врахуванням характеру розподілу напружень під підшвою фундаменту.

До фундаментів (жорсткі), що розраховуються в припущенні лінійного розподілу контактних напружень, відносять: стрічкові і переривчасті фундаменти під стіни, окремі фундаменти під колони (рис.8.2).





В

Рис. 8.2. Типи жорстких фундаментів мілкового закладання:
а – стрічковий і під стіни; *б* – стрічковий переривчастий фундамент під стіни;
в – окремо стоячий під колону

Доцільність застосування *стрічкових фундаментів* у задовільних інженерно-геологічних умовах визначається відношенням необхідної площі фундаментів до площі контуру будинку. Якщо це відношення, обумовлене навантаженням і механічними властивостями ґрунтів, не перевищує 50...60%, застосовують стрічкові фундаменти. В зворотному випадку більш економічними є плитні або палеві фундаменти. При використанні стрічкових фундаментів у великопанельних будинках регламентується також мінливість основи на стискання, необхідно, щоб:

при $\bar{E} = 7,8 \rightarrow \alpha_E \leq 1,5$;

при $\bar{E} = 15,0 \rightarrow \alpha_E \leq 2,0$;

при $\bar{E} = 30,0 \rightarrow \alpha_E \leq 3,0$,

де $\bar{E}$ – середній модуль деформації основи в межах площі забудови;

$\alpha_E = \frac{\bar{E}_{\max,d}}{\bar{E}_{\min,d}}$ – це ступінь мінливості стиснутості основи;

$\bar{E}_{\min,d}, \bar{E}_{\max,d}$ – відповідно мінімальне і максимальне значення приведенного за глибиною модуля деформації в межах контуру будинку.

Зазначені критерії вводять через високу чутливість конструкцій великопанельних будинків до нерівномірних деформацій.

Окремо стоячі фундаменти під колони і стовпи (стовпчасті) в задовільних ґрунтових умовах використовують постійно, але якщо між гранями підшви суміжних фундаментів відстань складає $l_\phi \leq 1,2...1,0 \text{ м}$, то економічно біль доцільно використовувати стрічкові або плитні фундаменти.

До **гнучких** фундаментів відносять стрічкові фундаменти під колони, фундаменти з перехресних стрічок і плитні фундаменти (рис.8.3).

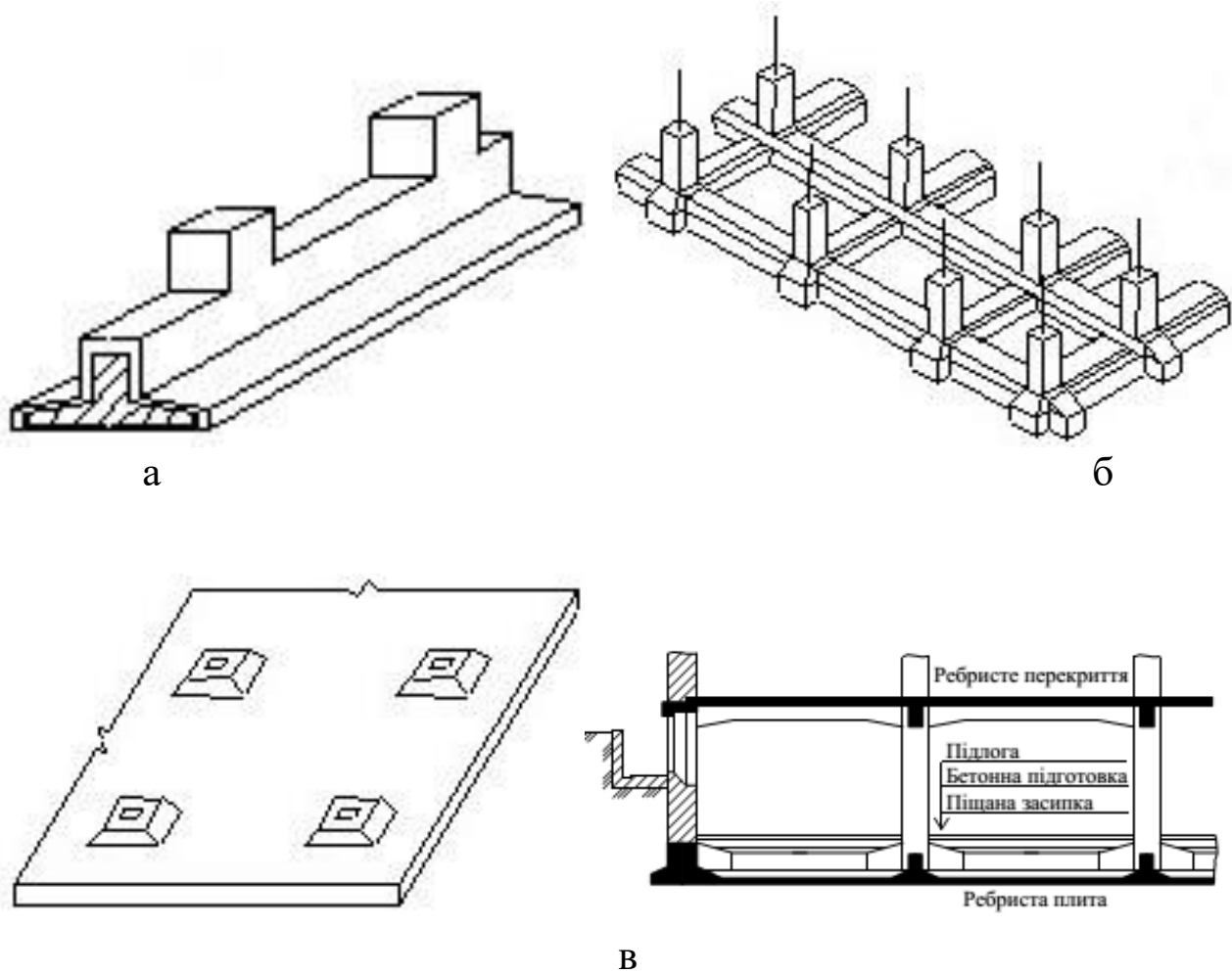


Рис. 8.3. Типи гнучких фундаментів мілкового закладання:
 а – стрічковий під колони; б – з перехресних стрічок;
 в – плитний з плоских та ребристих плит.

Стрічкові фундаменти під колони і фундаменти з перехресних стрічок доцільні, коли при значних навантаженнях на кожну опору (більше 2000 кН) окремі фундаменти мають настільки великі розміри, що вони стикаються один з одним .

Фундаменти з перехресних стрічок можна уявити як систему взаємно перпендикулярних стрічкових фундаментів, на котрі в місцях перехресть та примикань спираються колони (див. рис. 8.3)

Така конструкція забезпечує можливість вирівнювання осідань споруди через велику гнучкість і перерозподіл зусиль. Дані фундаменти раціональні при слабких неоднорідних нашаруваннях ($R \leq 0,1 \text{ МПа}$).

Армують стрічки у поздовжньому та поперечному напрямках за величиною згинальних моментів. У перерізі стрічки здебільшого мають таврове окреслення. Зменшення величини тиску на підшву можливе лише за рахунок збільшення її ширини.

Плитні фундаменти у вигляді плоских або ребрих залізобетонних плит (рис. 8.3.в) застосовують у випадках, коли значні навантаження передають

на відносно слабку основу з малим розрахунковим тиском, або плита використовується як конструктивний елемент гідроізоляції при високому розташуванні рівня підземних вод; коли розрахункова площа окремо стоячих або стрічкових фундаментів більша 50-60% загальної площі забудови.

Головна перевага таких фундаментів – це 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 вверх або вниз. Поперечні і поздовжні ребра перетинаються в місцях спирання колон каркаса, що концентрує залізобетон у найбільш навантаженому місці. Плити з ребрами, повернутими 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 значно простіші у виготовленні. Їх здебільшого застосовують в умовах підтоплювальних територій для сприйняття гідростатичного тиску. Жорсткість плитного фундаменту підвищують, підключаючи до роботи перекриття над підвалом. Розміри плитних фундаментів визначають за габаритами будівлі з урахуванням консолей відносно зовнішніх стін або рядів колон.

Сполучення плитних фундаментів із колонами каркаса можна здійснювати за допомогою збірних або монолітних підколонників.

8.2. Стрічкові фундаменти. Конструктивні рішення

В стрічкових фундаментах довжина в багато разів перевищує ширину. Вони розташовуються у вигляді монолітних або збірних залізобетонних елементів безперевних стрічок під стінами будівель та споруд. В поперечному перерізі вони можуть бути прямокутними, прямокутними з фундаментною подушкою, у вигляді трапеції або ступінчастими (рис. 8.4).

При конструктивному оформленні стрічкових фундаментів враховують матеріал фундаменту, інженерно-геологічні умови, навантаження і конструктивні рішення наземної частини будинку.

Малонавантаженим фундаменти, фундаменти одно- і двоповерхових будинків можуть виконуватись без розширення до підосви. Збірні фундаменти часто влаштовують з розривами між стіновими блоками.

При розростанні навантажень на фундамент необхідно збільшувати розміри підосви, в цьому випадку фундамент виконують ступінчастим. Висота уступів визначається технологією виготовлення та конструктивними вимогами і складає для бутобетону 30см, бутового мурування – 30...35см. Співвідношення висоти уступу до його ширини приймається таким, щоб у тілі фундаменту не виникали надмірні розтягуючі напруження (рис.8.5).

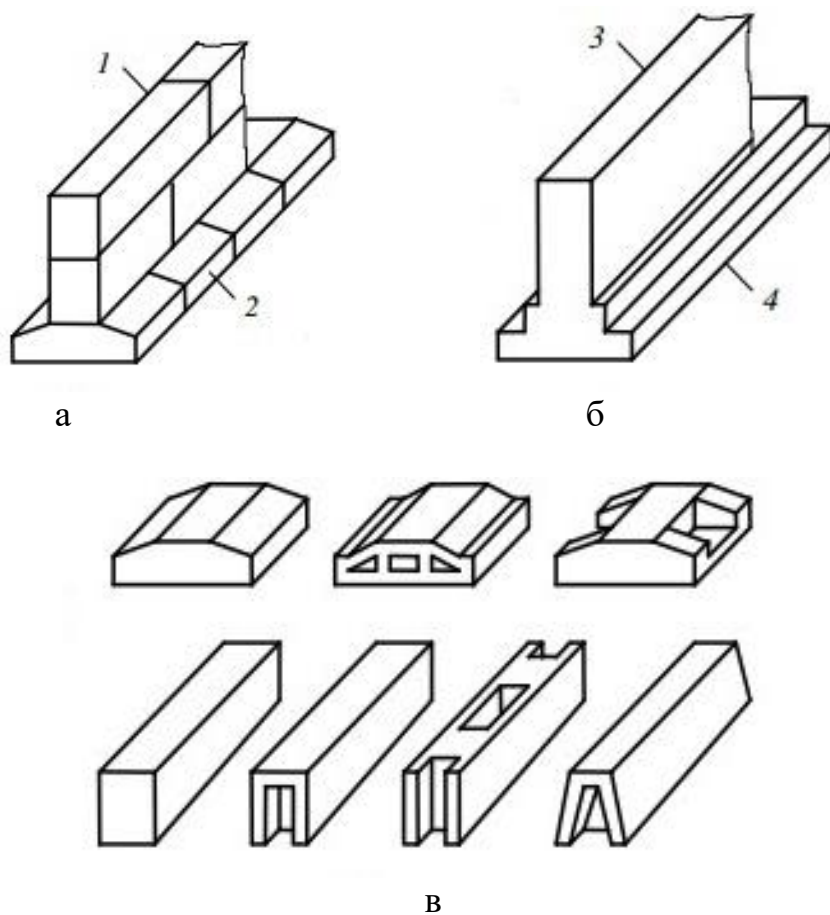


Рис. 8.4. Стрічкові фундаменти: а – збірний безперевний;
 б – монолітний; в – елементи збірної конструкції фундаментів;
 1 – фундаментні блоки стін підвалу; 2 – фундаментні плити (подушка);
 3 – стіна підвалу; 4 – підшва монолітного фундаменту.

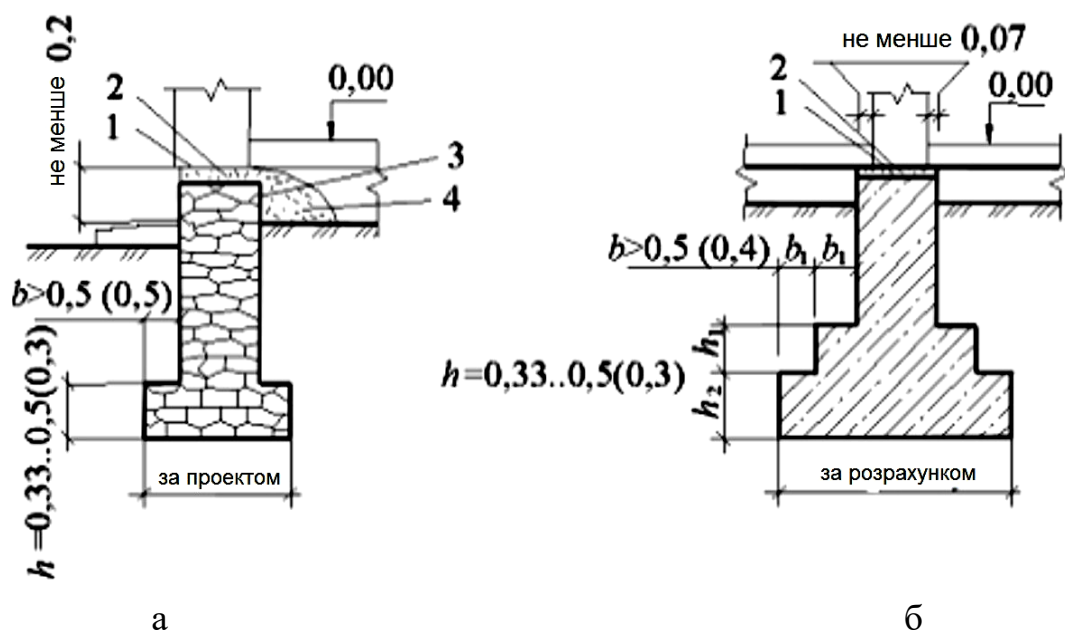


Рис. 8.5. Бутові і бутобетонні фундаменти з уступами: а – під зовнішню стіну;
 б – під внутрішню стіну; 1 – два шари гідроізоляції на бітумній мастиці;
 2 – цементна стяжка; 3 – обмазка гарячим бітумом; 4 – засипка за технічним
 розрахунком (в дужках приведені дані для бутобетонних фундаментів)

При значних навантаженнях та слабких ґрунтах стрічкові фундаменти встановлюють з двох частин – розширеної плитної частини та вертикальної блокової частини, яка передає зусилля від стіни до підшви. Такі фундаменти виконують у залізобетоні, і вони є збірними (рис.8.6).

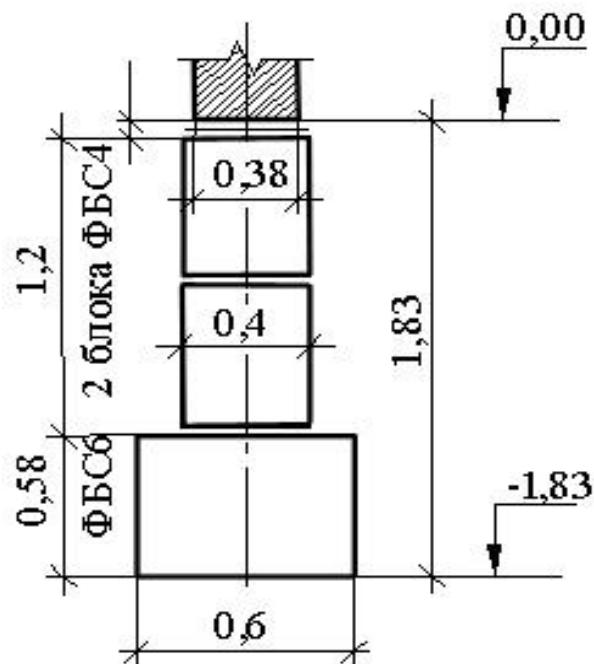


Рис. 8.6. Збірний стрічковий фундамент з плитною частиною та стіновими блоками

Залізобетонні фундаментні плити випускають відповідно до ДСТУ Б В.2.6-109:2010 „Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови”.

Номенклатура типових плит за серією 1.112-5 наведена в табл. 8.3.

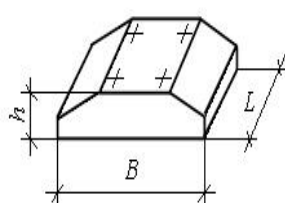
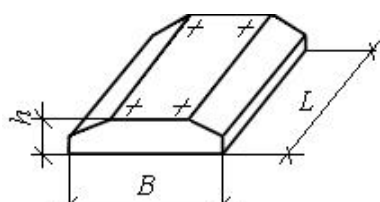
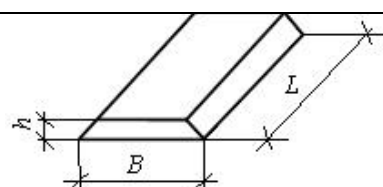
Плити позначаються буквами ФС (фундамент стрічковий) і цифрами, що вказують ширину і довжину плити в дециметрах (ФС32.12 – ширина – 3200 мм, довжина – 1180 мм).

Типові фундаментні плити виготовляють з бетону класу С8/10, С20/25; армування їх здійснюють сітками діаметром 6-14 мм класу А400С; кількість арматури визначають з розрахункової схеми плити. Найбільша ширина плити, згідно ДСТУ Б В.2.6-109:2010 складає 3,2 м. Для зведення будинків підвищеної поверховості з широким кроком використовують ребристі блоки більшої ширини з розмірами в плані 4×2,4 і 4×1,6, що розраховані на сприйняття розрахункового навантаження 1500 кН/м² при тиску на ґрунт 300 кПа.

Із метою збереження ресурсів використовують полегшені елементи стрічки, які мають кутові вирізи з довжиною 2380 мм, висотою 500 і шириною 2000...3200 мм. Така конструкція зберігає близько 12% металу й близько 9% бетону (рис. 8.7).

Таблиця 8.3.

Номенклатура залізобетонних фундаментних плит типової серії 1.112-5

Марка	Розмір плити, мм			Вага, кН	Ескіз
	<i>B</i>	<i>L</i>	<i>h</i>		
ФС 32.12 ФС 32.8	3200	1180	500	40	
		780		26,2	
ФС 28.12 ФС 28.8	2800	1180		34,2	
		780		22,4	
ФС 24.12 ФС 24.8	2400	1180		28,45	
		780	18,65		
ФС 20.12 ФС 20.8	2000	1180	24,40		
		780	15,95		
ФС 16.24 ФС 16.12 ФС 16.8	1600	2380	300	24,70	
		1180		12,15	
	780	8,0			
ФС 14.24 ФС 14.12 ФС 14.8	1400	2380		21,10	
		1180		10,40	
		780	6,85		
ФС 12.24 ФС 12.12 ФС 12.8	1200	2380	17,60		
		1180	8,70		
		780	5,70		
ФС 10.24 ФС 10.12 ФС 10.8	1000	2380	15,2		
		1180	7,50		
		780	4,95		
ФС 8.24	800	2380	300	13,95	

Стінові фундаментні блоки виготовляють згідно ДСТУ Б В.2.6-108:2010. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови. Застосовують при проектуванні стрічкових фундаментів для цегляних або блочних стін.

Фундаментні стіни виконуються із суцільних (ФБС) або пустотілих (ФБП) блоків. Для укладання перемичок і пропуску комунікацій під стелями підвалів застосовують суцільні блоки з вирізом (ФБВ) рис. 8.8.

Блоки виготовляють з важкого бетону, керамзитобетону і щільного силікатного бетону. Номенклатура стінових блоків наведена в таблиці 8.4.

Марка блоків позначається буквами та цифрами, які характеризують довжину, ширину та висоту і розділяються крапками. Буква, відокремлена дефісом, вказує тип бетону. Індекс «т» означає, що матеріал блоку важкий бетон.

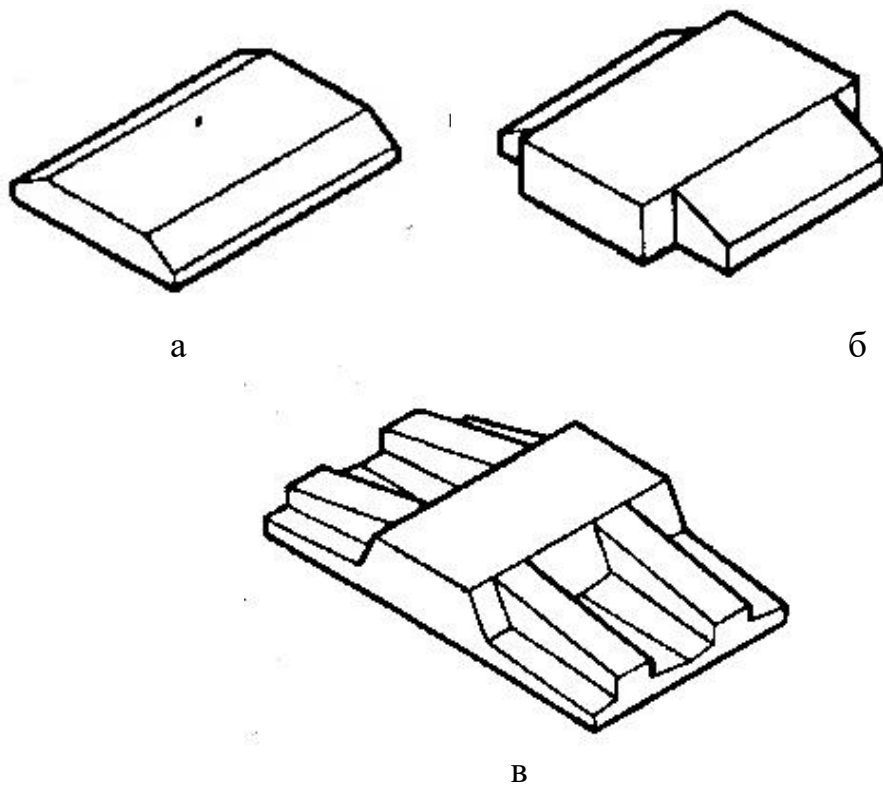


Рис 8.7.. Конструкції фундаментних плит:
а – суцільна; б – з кутовими вирізами; в – ребриста

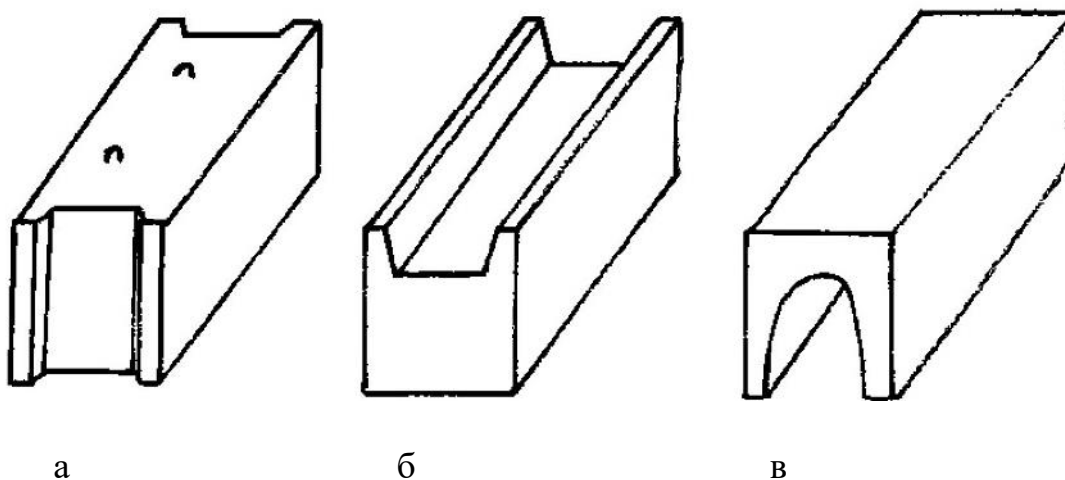


Рис. 8.8. Збірні фундаментні стінові блоки:
а – суцільні (ФБС); б – суцільні блоки з вирізом (ФБВ);
в – пустотілі (ФБП).

Наприклад, ФБС24.5.6-В – фундаментний блок суцільний довжиною 24 дм (2400 мм), шириною 5 дм (500 мм), висотою 6 дм (600 мм), бетон важкий.

Блоки стін підвалу виготовляють з бетону класу С8/10 (звичайні блоки) і з бетону класу С12/15 (підсилені блоки). В останньому випадку в маркуванні блоку додається через тире індекс "у".

Таблиця.8.4.

Блоки бетонні для стін підвалів (ДСТУ Б В.2.6-108:2010)

Марка	Марка бетону	Розміри, мм			Об'єм, м ³	Маса, кг
		довжина	ширина	висота		
ФБС 24.3.6-Т	С8/10	2380	300	580	0,406	970
ФБС 24.4.6-Т		2380	400	580	0,542	1300
ФБС 24.5.6-Т		2380	500	580	0,679	1630
ФБС 24.6.6-Т		2380	600	580	0,815	1960
ФБС 12.4.6-Т	С8/10	1180	400	580	0,265	640
ФБС 12.5.6-Т		1180	500	580	0,331	790
ФБС 12.6.6-Т		1180	600	580	0,398	960
ФБС 9.3.6-Т	С8/10	880	300	580	0,146	350
ФБС 9.4.6-Т		880	400	580	0,195	470
ФБС 9.5.6-Т		880	500	580	0,244	590
ФБС 9.6.6-Т		880	600	580	0,293	700
ФБС 12.4.3-Т		1180	400	280	0,127	305
ФБС 12.5.3-Т		1180	500	280	0,159	380
ФБС 12.6.3-Т		1180	600	280	0,191	460
ФБВ 9.4.6 -Т	С8/10	880	400	580	0,161	390
ФБВ 9.5.6 -Т		880	500	580	0,202	490
ФБВ 9.6.6 -Т		880	600	580	0,243	580
ФБП 24.4.6 -Т	С8/10	2380	400	580	0,439	1055
ФБП 24.5.6 -Т		2380	500	580	0,526	1260
ФБП 24.6.6 -Т		2380	600	580	0,583	1400

Рекомендації щодо влаштування збірних стрічкових фундаментів.

Фундаментні плити вкладають на ущільнене піщане підсилення товщиною 10 см при опорному шарі, що складається з пилювато-глинистого ґрунту. Якщо передбачено влаштування арматурного шва, то зверху на стрічці розміщують арматурні стрижні.

Вертикальні блокові і панельні елементи вкладають поверх фундаментної плити на цементно-піщаному розчині. Товщина бетонних блоків залежить від товщини стіни (при цьому допускаються нависання надземних конструкцій по 13 см). Кількість рядів блоків по висоті блоків визначається глибиною закладання фундаменту (рис.8.9). Кладку ведуть на цементний розчин з прив'язкою як вздовж стіни, так і в місцях примикання поздовжніх і поперечних стін. В зонах перетинання зовнішніх і внутрішніх стін в швах кладки через два ряди по висоті вкладають Т-подібні чи Г-подібні арматурні сітки.

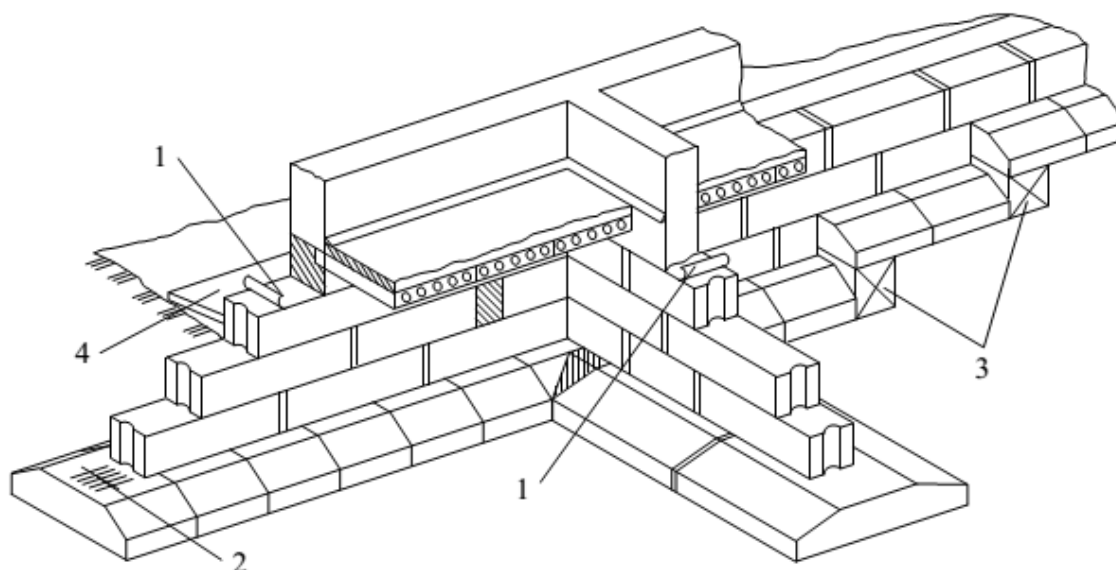


Рис. 8.9. Конструкція збірного стрічкового фундаменту:
1 – протикапілярна гідроізоляція; 2 – армований шов; 3 – перехід від однієї глибини закладання до іншої; 4 – вимощення

При малостискаємих ґрунтах ($E > 10 \text{ МПа}$) товщина фундаментної стіни приймається рівною товщині наземної стіни, але не менше 30 см. Для забезпечення просторової жорсткості для перев'язки між фундаментними блоками використовують арматуру діаметром 8...10 мм, яка складає не менше 0,5 висоти фундаментного блоку (рис. 8.10). При сильностискаємих ґрунтах ($E < 10 \text{ МПа}$), просідних, засолених, насипних і набухаючих не менше висоти фундаментного блоку.

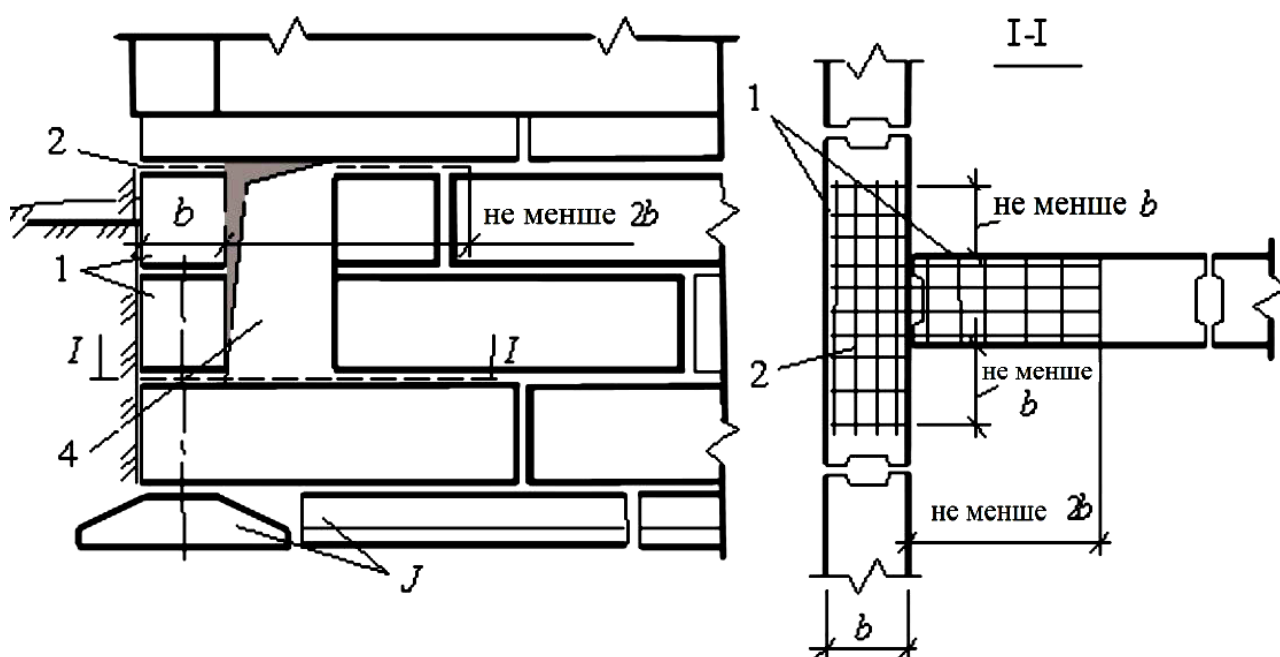


Рис.8.10. Влаштування отворів в стінах підвалу: 1 – блоки стін підвалу; 2 – арматурні сітки; 3 – фундаментні плити; 4 – отвір в стіні підвалу

Якщо за характером ґрунтових нашарувань або згідно архітектурно-планувальним особливостям необхідно в межах будівлі змінювати глибину закладання фундаментів, то перехід фундаменту від однієї глибини закладання до іншої здійснюють уступами (рис.8.11). При цьому регламентують відношення висоти уступу h до його довжини l : в пилувато-глинистих ґрунтах $h/l \leq 1/2$, в піщаних $-h/l \leq 1/3$. Висоту уступів відповідно в розмірах стандартних збірних елементів приймають 300 або 600 мм.

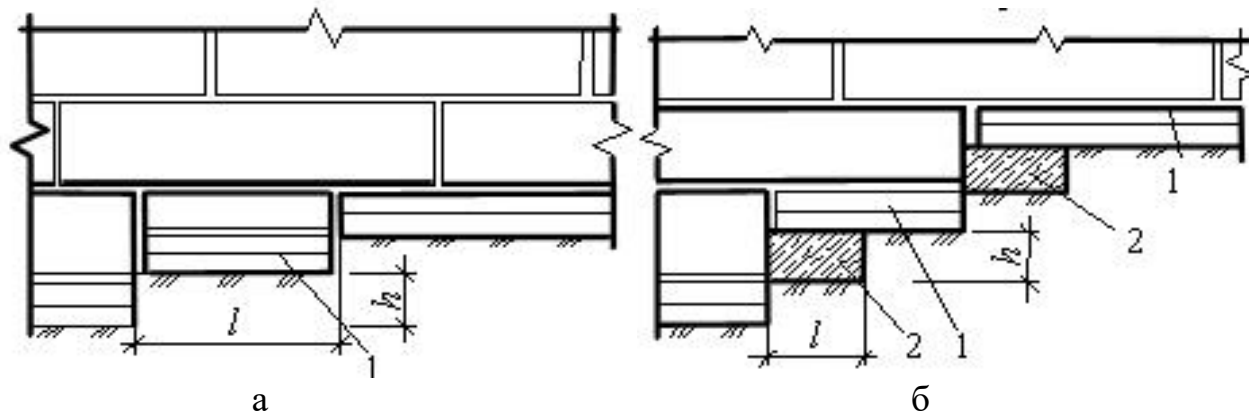


Рис. 8.11. Перехід фундаменту від однієї глибини закладання до іншої:

а – збірних; б – з використання монолітного бетону;

1 – фундаментні плити; 2 – місця використання монолітного бетону.

При влаштуванні збірних фундаментів на сильностискаємих просідних та інших структурно нестійких ґрунтах, а також при нерівномірному нашаруванні шарів передбачаються арматурні шви або пояса поверх фундаментних плит або останнього ряду стінових бетонних блоків по всьому периметру споруди з використанням наступних вимог:

- армований шов повинен бути товщиною 3...5 см, для того приймається розчин не нижче розчину основної кладки і не нижче М50;
- висота армованого поясу 10...15 см, бетон марки не нижче М100;
- шов і пояс армують стержнями діаметром не менше 10 мм класу А400С;
- ширина шва і поясу приймається не менше 0,8 товщини стіни і не розташовується в одному рівні.

8.3. Окремі фундаменти

Їх улаштовують у будівлях змішаного або 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. Окремо стоячі фундаменти під колони і опори для безкаркасних стін головним чином малоповерхових будинків, фундаменти колон каркасних будинків звичайно влаштовують ступінчастими.

Такий фундаменти здебільшого складаються з плитної та підколонної частини. З'єднання збірних колон із фундаментом улаштовують стаканного типу, монолітних залізобетонних колон шляхом установаження спільної арматури з фундаментом. Металеві колони з'єднують за допомогою анкерних болтів, які замонолічують у тілі фундаментів (рис 8.12).

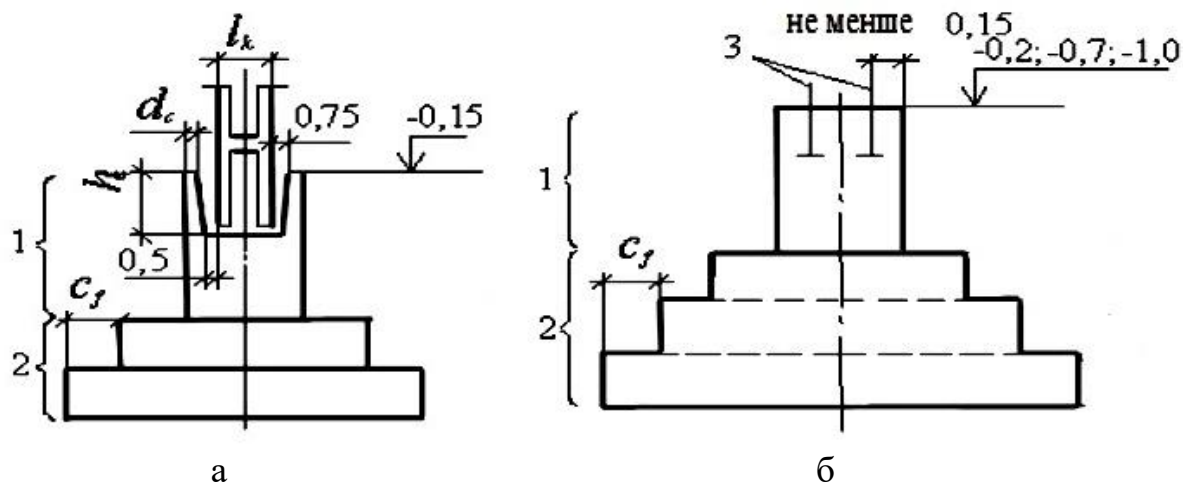


Рис.8.12. Ступінчасті фундаменти:

a – під збірну колону; *б* – під металеву колону;
1 – підколонник; 2 – плитна частина; 3 – анкерні болти

При дії центрального завантаження, незначних моментів і поперечних сил окремі фундаменти проектують квадратними або круглими в плані.

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).

Для монолітної колони уступ роблять на рівні верха фундаментної балки, а для металевої колони на 100 мм нижче від позначки опорної плити колони. Для опирання фундаментних балок передбачають підбетонки (Справочник проектировщика. Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М., 1985, 4.3.3).

Переважно монолітні окремі залізобетонні фундаменти складаються з плитної частини ступінчастої форми та підколінника (рис.8.13).

Розміри плитної частини в плані приймають за розрахунком кратними 300 мм. Розміри підколонника, ступіней і висоту фундаменту приймають також кратними 300 мм, а висоти ступіней та плитної частини – кратними 150 мм.

Висоту плитної частини фундаменту h_s визначають розрахунком на продавлювання її підколонником. Залежно від h_s призначають кількість ступіней, що мають висоту 300, 450 чи 600 мм. Висоту нижньої ступіні c_f , що розраховується як консоль від тиску ґрунту під подошвою, приймають кратною 100.

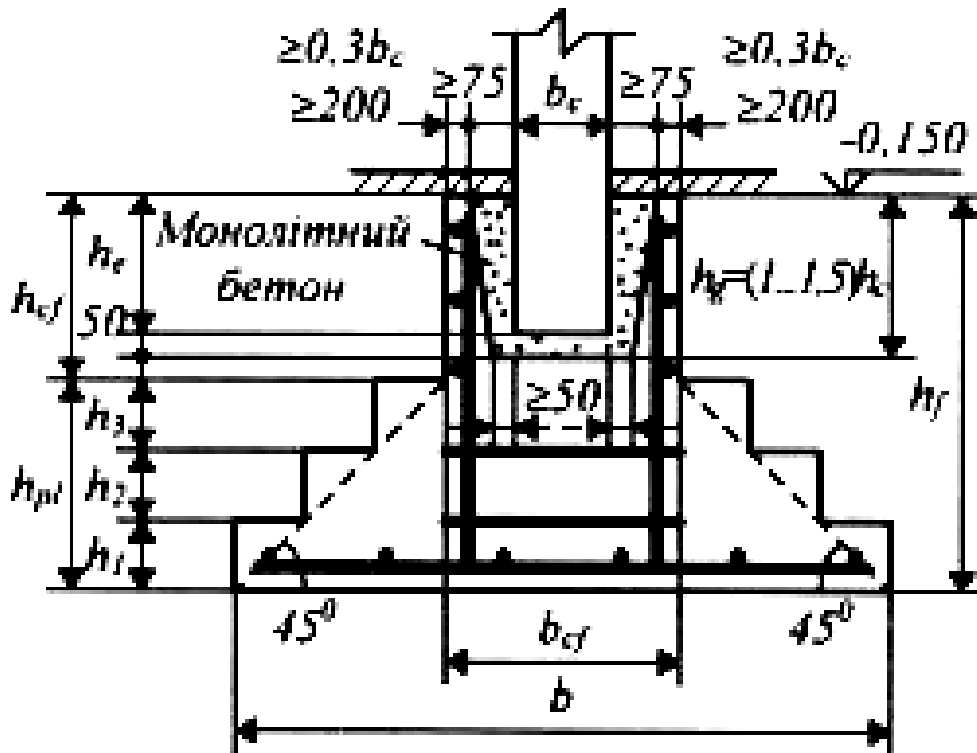


Рис.8.13. Монолітні залізобетонні фундаменти старанного типу:
 b_c і h_c – розміри поперечного перерізу колони; h_{cf} і b_{cf} – відповідно висота і ширина підколінника; h_{pl} – висота плитної частини; h_g – висота стаканної частини; h_e – величина замурування клони в фундамент.

Габаритні розміри ступінчастих фундаментів визначаються, як правило, інженерно-геологічними особливостями площадки будівництва. Розміри підколонника залежать від розмірів колон (l_x):

- для колон розміром 300×300, 400×400 підколонник приймається 900×900;
- для колон розміром 500×500, 600×600 підколонник приймається 1200×1200.

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

Армування стовпчастих фундаментів виконується плоскими зварними сітками з арматури класів А240С і А400С (ДСТУ Б В.2.6-173:2011. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови). Для сіток підосви мінімальний діаметр арматури 10 мм класу А400С, при ширині фундаменту менше 3 м та 12 мм класу А400С, при ширині фундаменту більше 3 м. Для підколонника – вертикальна арматура мінімум 12 мм класу А400С.

Глибина замуровування колон фундаменту повинна відповідати вимогам заробки робочої арматури колони (клас А400С при марці бетону колони С12/15 30 діаметрів арматури, при марці бетону колони С20/25 і більше – 25 діаметрів арматури).

Глибина замуровування подвійних колон. При $h_n > 1,2$ м глибина замуровування приймається 1,2 м.

Товщину дна стакана слід приймати за розрахунком на розколювання та продавлення фундаменту, але не менше 200 мм. Бетон для замонолічування колони в стакані повинен бути не нижче класу С12/15 і не нижче на 1 ступінь марки бетону стакана.

При влаштуванні окремих фундаментів під стіни по обрізу фундаментів, а за необхідності і через додаткові опори, вкладають фундаментні балки, на які опираються підземні конструкції (рис.8.14.а).

У тих випадках, коли це можливо, збірний фундамент влаштовують з одного елемента (рис.8.14.б) або переходять на монолітний варіант фундаменту.

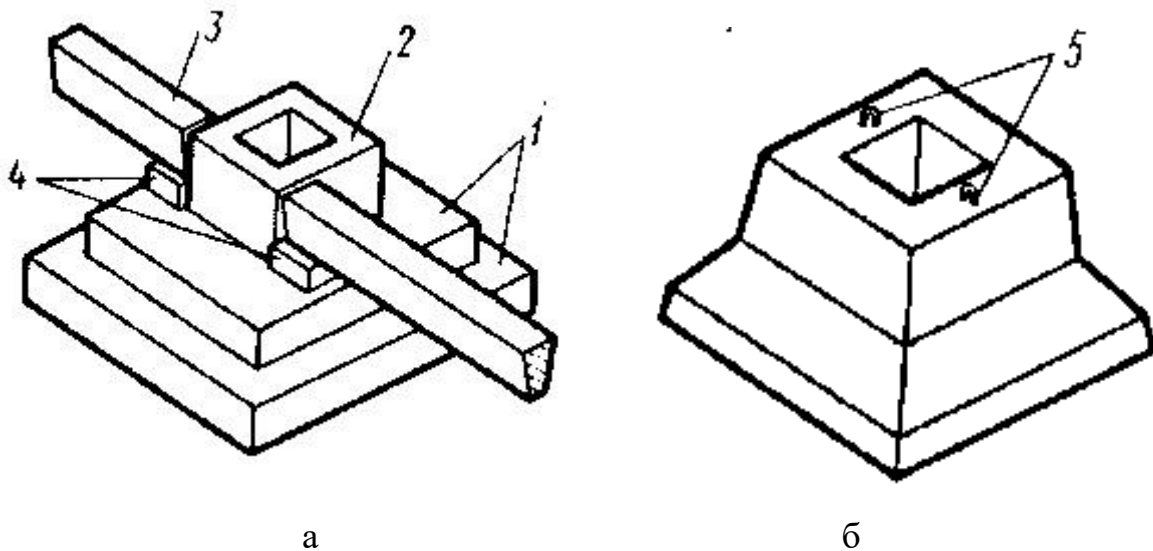


Рис 8.14. Збірний фундамент під колону:

а – з декількох елементів; б – з одного елемента; 1 – фундаментні плити;
2 – підколонник; 3 – рандбалка; 4 – бетонні стовпчики; 5 – монтажні петлі

З метою скорочення трудомісткості робіт із влаштування фундаментів і зменшення їх вартості створюються нові типи фундаментів, які у відповідних ґрунтових умовах опиняються економічнішими порівняно з традиційними типами.

8.4. Захист фундаментів і заглиблених приміщень від підземних вод і вогкості

Необхідність захисту фундаментів від підземних вод і вогкості викликана негативною дією даних чинників на стан будівельних конструкцій

(поява на внутрішній стороні стін вогкості, цвіль, відшаровування фарби, відсіпання штукатурки, погіршення санітарних умов підвалу за рахунок підвищеної вологості; вогкість може по капілярах конструкцій розповсюдитися і вище, в нижні поверхи будівель, і так далі і тому подібне).

Розрізняють три основні групи способів захисту заглиблення приміщень від шкідливої дії підземних вод і вогкості: відведення дощових і талих вод; влаштування дренажів для осушення ґрунту; застосування гідроізоляції.

Вибір способу захисту залежить від топографічних, гідрогеологічних умов, сезонного коливання рівня підземних вод, агресивності вод, конструктивних особливостей заглиблених приміщень.

Для відведення дощових і талих вод уздовж зовнішніх стін будівель обов'язково влаштовують відмостку з ухилом убік від споруди (рис. 8.15); здійснюють вертикальне планування території забудови (надання місцевості певних ухилів); влаштовують системи водовідливних каналів, зливної каналізації і тому подібне.

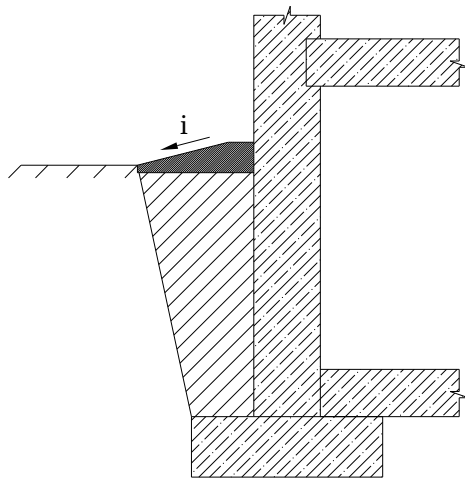


Рис. 8.15. Схема відмостки будівлі

Влаштування дренажів. Дренаж – це система дрен і фільтрів, яка служить для перехоплення, збору і відведення підземних вод від споруди.

Дренажі можуть влаштовуватися як для однієї будівлі (кільцевий дренаж), так і для комплексу будівель (систематичний дренаж), що економічніше, за рахунок меншої протяжності.

Розрізняють види дренажів: траншейні; закриті безтрубчат; закриті трубчасті; галерейного типу; пластовий + пристінний.

Траншейні дренажі (відкриті дренажі і канали (рис. 8.16)). Будучи ефективним засобом водопониження (відведення вод), вони в той же час займають великі площі, ускладнюють влаштування транспортних комунікацій і вимагають великих витрат для підтримки їх в робочому стані.

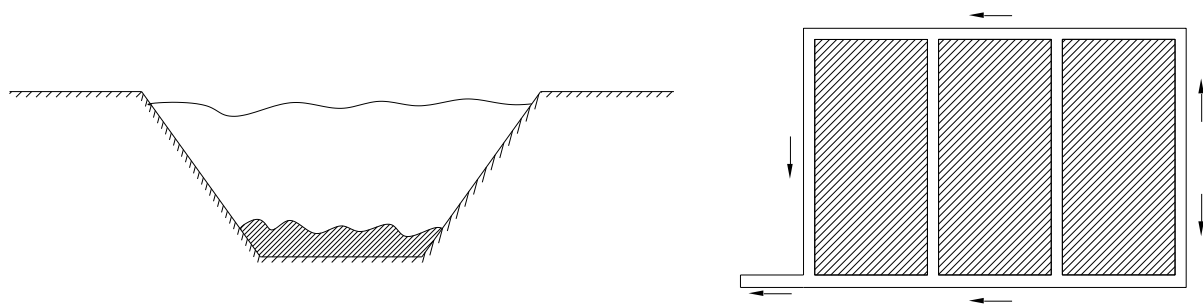
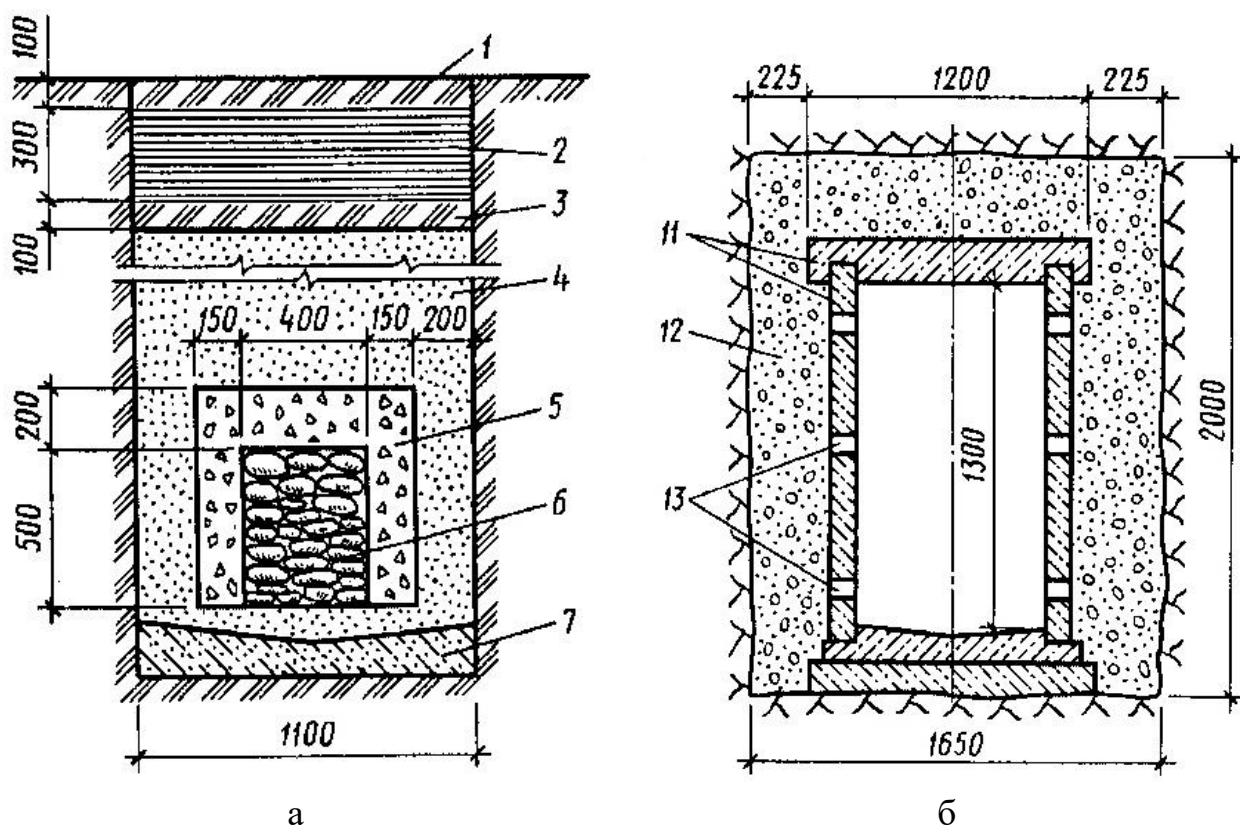


Рис. 8.16. Схема траншейного дренажу

Закритий безтрубчатий дренаж – траншея, заповнена матеріалом (гравій, щебінь, камінь), що фільтрує, від дна до рівня підземних вод (рис.8.17.а). Призначений для недовготривалої експлуатації (період часу робіт нульового циклу).

Галерейний дренаж – застосовують у відповідальних спорудах і там, де велике прибуття води (рис.8.17.б).

Трубчастий дренаж – дірчаста труба (перфорована) з обсіпанням піщано-гравійною сумішшю або з фільтровим покриттям з волокнистого матеріалу (рис 8.17.в, г).



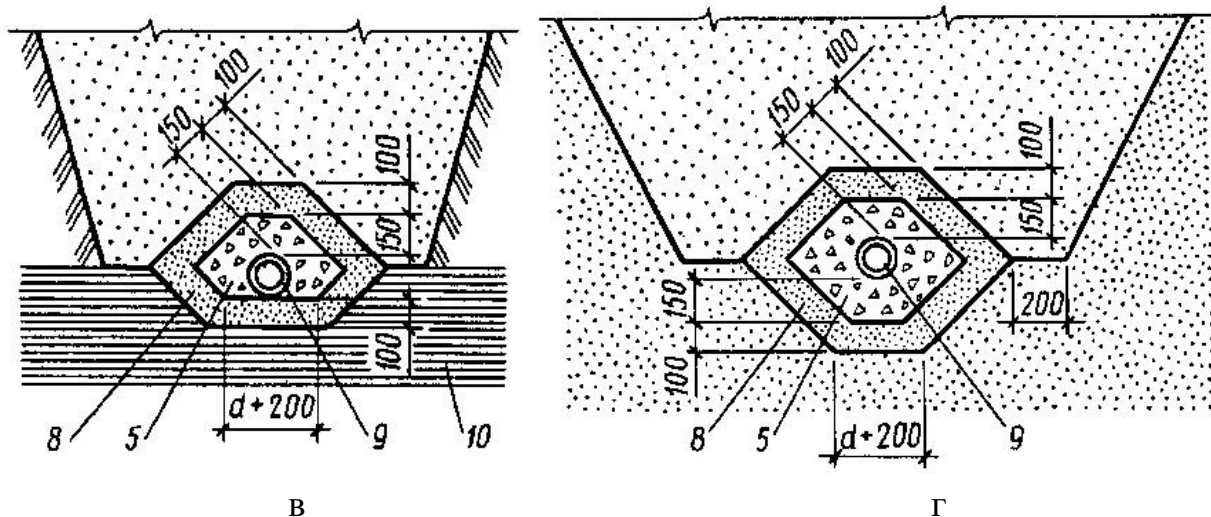


Рис.8.17. Види дренажів: а – закритий безтрубчатий; б – дренажна галерея; в – трубчатий досконалого типу; г – трубчатий недосконалого типу; 1 – дерен корінням вниз; 2 – ущільнена глина; 3 - дерен корінням вгору; 4 – зворотна засипка з піщаного ґрунту; 5 – щебінь; 6 – кам'яна кладка; 7 – глинобетонна подушка; 8 – пісок середньої крупності; 9 – труба; 10 – водоупор; 11 – оброблення із збірних залізобетонних елементів; 12 – дренажна засипка; 13 – отвори для води

Пластовий дренаж – шар матеріалу, що фільтрує, укладений під всією спорудою (рис 8.18). Вода з нього відводиться за допомогою звичайних трубчастих дренажів. Складається, як правило, з двох шарів: нижній ($h \geq 100$ мм) – пісок середньої крупності; верхній ($h \geq 150$ мм) – щебінь або гравій.

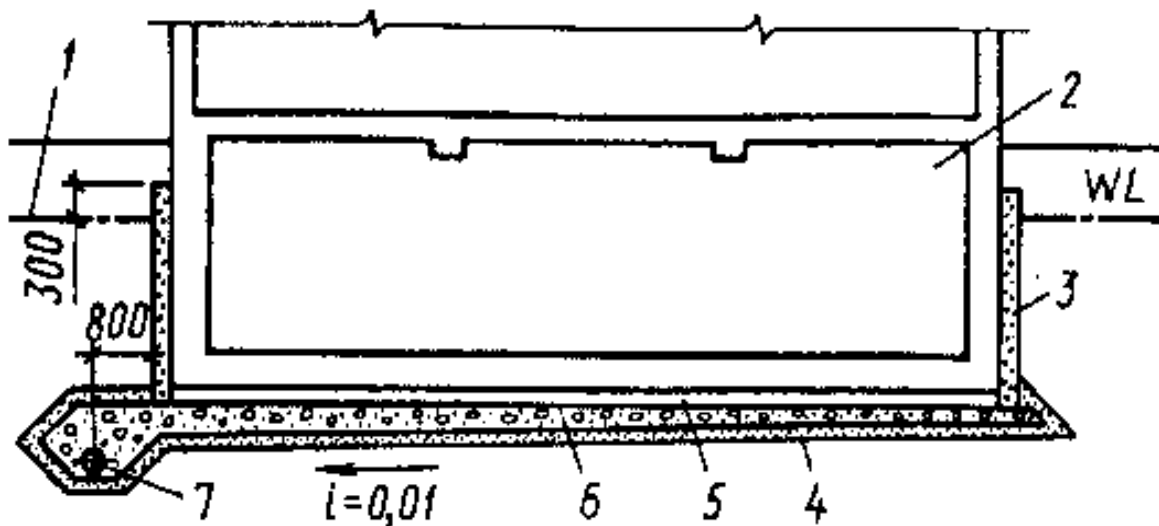


Рис. 8.18. Пластовий дренаж: 1 – рівень підземних вод; 2 – заглиблене приміщення, що захищається; 3 – пристінний дренаж; 4 – піщаний шар; 5 – захисне покриття щебеневого шару; 6 – піщано-гравійний або щебеневий шар; 7 – труба.

Часто при захисті окремих будівель пластовий дренаж поєднується з *пристінним* (супутнім) дренажем – вертикальний шар з проникного матеріалу, що влаштовується із зовнішнього боку фундаменту і заглиблений нижче за його підшву.

При неглибокому заляганні водоупору і шаруватій основі іноді достатньо влаштування тільки одного пристінного дренажу.

Збирані води відводять і скидаються у водоймища, дощову каналізацію або інші спеціальні місця.

Гідроізоляція призначена для забезпечення водонепроникності споруд (антифільтраційна гідроізоляція), а також захисту від корозії і руйнування матеріалів фундаментів при фізичній або хімічній агресивності підземних вод (антикорозійна гідроізоляція).

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.

Штукатурну гідроізоляцію – цементно-піщану, асфальтову, цементно-бітумну – використовують на поверхні жорстких споруд, які не піддаються вібрації після їх осідання.

Обклеювальна гідроізоляція призначена для захисту підземних приміщень від ґрунтової води.

Литу гідроізоляцію влаштовують заливанням гідроізоляційного матеріалу в проміжок між поверхнею та захисною стінкою.

Просочувальну гідроізоляцію влаштовують з попередньо оброблених способом просочування штучних матеріалів – цегли, азбестоцементу, плитки – або монтують будівельні конструкції, які раніше були оброблені просочувальними речовинами.

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.

Монтовану гідроізоляцію з листових полімерних або металевих матеріалів найчастіше роблять для захисту приміщень, які знаходяться в жорстких умовах експлуатації

Захист від капілярної вологи влаштовують шляхом вкладанням горизонтальної гідроізоляції.

На висоті 15-20 см від верху відмостки на вирівняній горизонтальній поверхні стін влаштовують безперервний водонепроникний прошарок з 1...2 шарів рулонного матеріалу на бітумній мастиці (рис.8.19).



Рис. 8.19. Капілярна гідроізоляція фундаменту

Якщо ґрунтові води залягають нижче підлоги підвалу, то для захисту фундаментів застосовують *ізоляцію від вогкості*.

Зовнішня поверхня заглиблених стін змащується обмазкою гарячим бітумом 1...2 рази, і прокладається рулонна ізоляція в стіні на рівні нижче за підлогу підвалу.

При рівні підземних вод вище підшви фундаменту гідроізоляцію влаштовують у вигляді суцільної оболонки, що захищає заглиблене приміщення знизу і з боків.

Виконується вона з рулонних матеріалів з негниючою основою (гідроізол, склорубероїд, металоізол і тому подібне) – *наклеєна гідроізоляція*.

Вертикальна гідроізоляція наклеюється, як правило, із зовнішнього боку фундаменту, оскільки в цьому випадку під дією натиску підземних вод ізоляція просто притискається до ізольованої поверхні.

Для захисту ізоляції від механічних дій (наприклад, під час зворотної засипки) зовні її захищають захисною стінкою з цегли, бетону або блоків (рис. 3.15) Зазор між стінкою і гідроізоляцією заповнюють рідким цементним розчином.

Горизонтальна гідроізоляція наклеюється на вирівнену цементним стягуванням поверхню підготовки і захищається зверху цементним або асфальтовим шаром $t=3...5$ см.

Гідростатичною тиск води при рівні підземних вод до 0,5 м вище за підлогу підвалу компенсується вагою конструкції підлоги (рис.8.20.а).

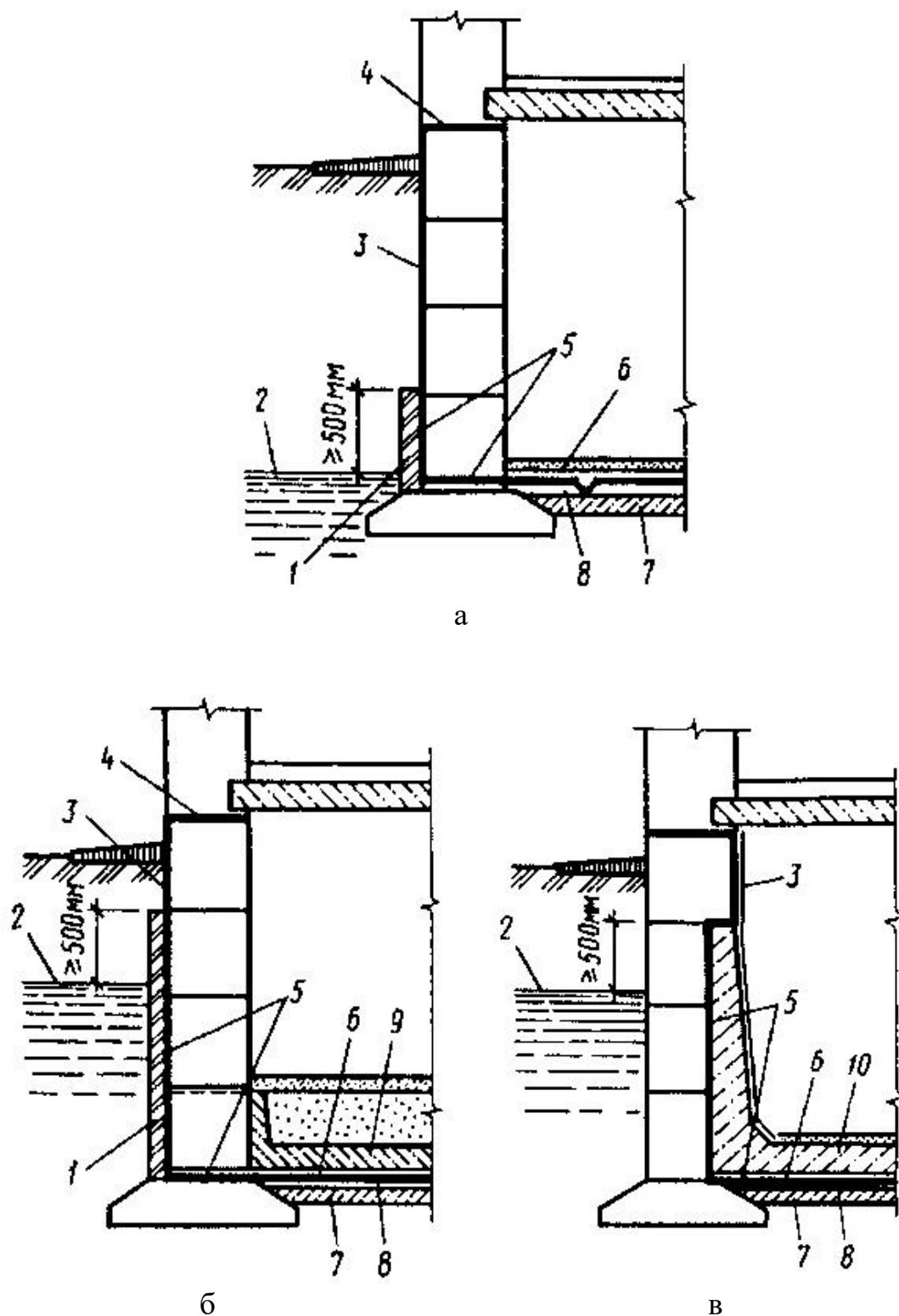


Рис. 8.20. Гідроізоляція підвальних приміщень:

- а – при невеликих тисках підземних вод; б, в – при великих тисках підземних вод; 1 – захисна стінка; 2 – рівень підземних вод; 3 – бітумна обмазка; 4 – цементний розчин або рулонний матеріал; 5 – рулонна ізоляція; 6 – захисний цементний шар; 7 – бетонна підготовка; 8 – цементна стяжка; 9 – залізобетонне ребристе перекриття; 10 – залізобетонна коробчата конструкція

Якщо рівень підземних вод вище за відмітку підлоги підвалу більш ніж на 0,5 м, то застосовують *спеціальні конструкції* (закладені в стіни залізобетонні плити, спеціальні плити з упорами в стіни будівлі і тому подібне (рис.3.15, б,в)).

У будь-якому випадку гідроізоляція повинна влаштовуватися на висоті, що перевищує максимальну відмітку рівня підземних вод на 0,5 м.

Захист від корозії. При слабкоагресивних водах роблять глиняний замок з добре перем'ятої і щільновтрамбованої глини по всій висоті захисної стінки і з боків фундаментів (рис. 8.21).

При агресивніших водах до влаштування глиняного замку поверхню захисної стінки і фундаментів покривають за 2 рази бітумною мастикою або наклеєною ізоляцією з бітумних рулонних матеріалів.

Знизу фундаменту і під підлогою підвалу ізоляція має складнішу конструкцію (див. рис. 8.21).

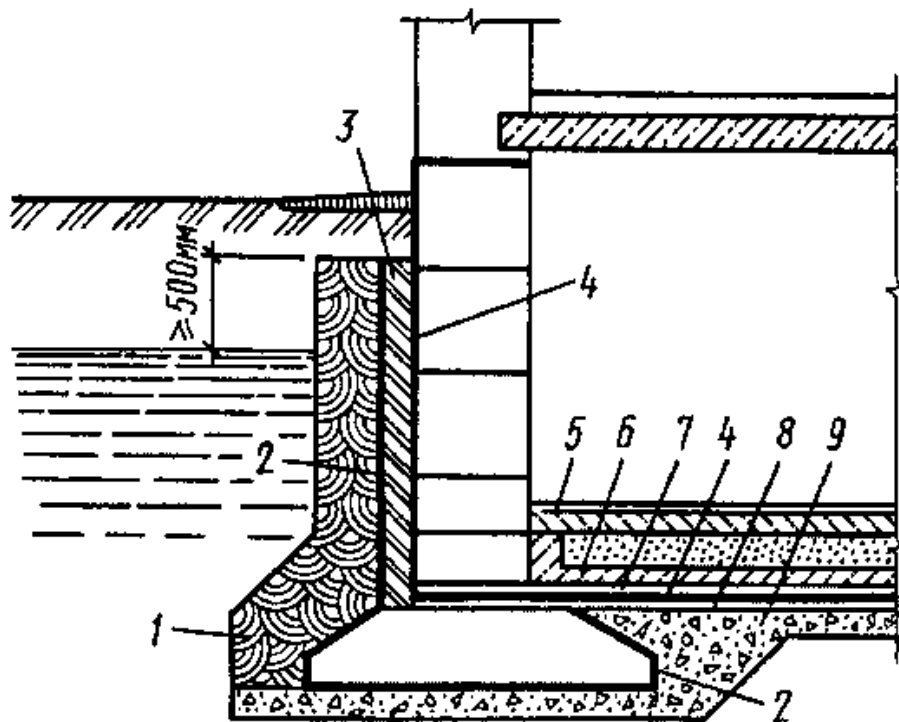


Рис. 8.21. Ізоляція фундаментів від агресивних підземних вод:

- 1 – глиняний замок з перем'ятої глини; 2 – обмазка бітумом за три рази;
3 – захисна стінка; 4 – рулонна ізоляція; 5 – чиста підлога; 6 – залізобетонне перекриття; 7 – захисний шар; 8 – цементна стяжка; 9 – щебенева або гравієва підготовка на бітумі

Поряд з антикорозійною ізоляцією фундаменти захищають за рахунок застосування стійкіших до даного виду агресивності цементів (сульфатостійкі і тому подібне), а також щільних бетонів.

9. ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

9.1. Послідовність проектування фундаментів мілкового закладення

Основи та фундаменти мілкового закладення проектують у такій послідовності:

1. Вивчають конструктивну схему будівлі і визначають навантаження на фундаменти.
2. Аналізують ґрунтові умови будівельного майданчика.
3. Вибирають тип фундаменту (стрічковий, стовпчастий, плитний).
4. Призначають глибину закладання фундаменту.
5. Визначають розміри підшви фундаменту.
6. При необхідності намічають заходи по ущільненню або закріпленню слабких чи структурно-нестійких ґрунтів
7. При необхідності виконують розрахунки основ за несучою здатністю.
8. Розраховують деформації основ і фундаментів.
9. Проектують і розраховують тіло фундаменту.

9.2. Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Залежність “навантаження – осадка” для фундаментів мілкового закладання можна рахувати лінійною лише до певної межі тиску на основу. В якості такої границі приймається розрахунковий опір ґрунтів основи R . (рис.9.1) Середній тиск під подошвою фундаменту (від навантаження для розрахунку основ за деформаціями) не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R .

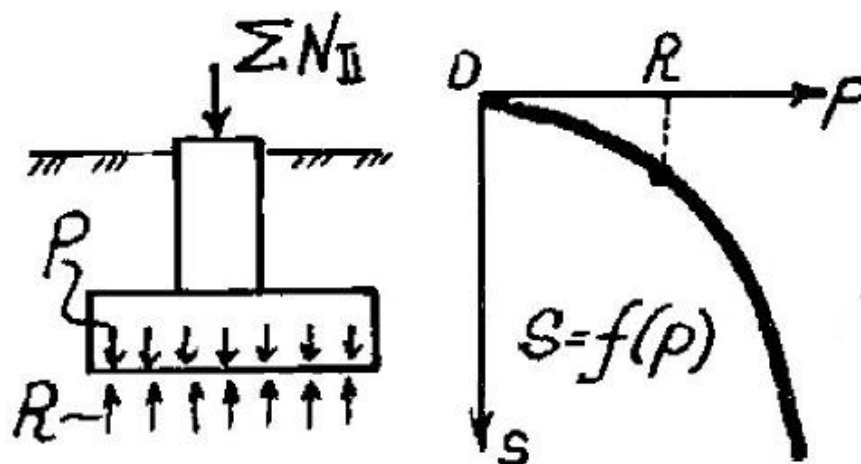


Рис.9.1. Розрахунковий опір ґрунтів основи R

Розрахунковий опір ґрунтів основи R визначається за формулою:

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

де γ_{c1} і γ_{c2} – коефіцієнти умов роботи, що приймають згідно з табл.9.1.

k – коефіцієнт приймається рівним: $k=1$, якщо характеристики міцності ґрунту (φ і c) визначенні дослідним шляхом; $k=1,1$, якщо характеристики міцності ґрунту (φ і c) прийняті за табл. В1-3. додатка В ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд”;

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти, що визначаються згідно з табл.9.2. і залежать від кута внутрішнього тертя φ ґрунту основи;

k_z – коефіцієнт ширини фундаменту приймається:

при $b < 10 \text{ м}$ – $k_z = 1$;

при $b \geq 10 \text{ м}$ – $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$ ($z_0 = 8 \text{ м}$);

b – ширина підшви фундаменту, м;

Таблиця 9.1.

Значення коефіцієнти умов роботи γ_{c1} , γ_{c2}
(табл. Е7 ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд”)

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструктивною схемою при співвідношенні довжини споруди або його відсіку до висоти L/H , що дорівнює	
		4 і більше	1.5 і менше
Великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піски, крім мілких і пилуватих	1.4	1.2	1.4
Піски мілкі	1.3	1.1	1.3
Піски пилуваті: малого та середнього ступеня водонасичення	1.25	1.0	1.2
насичені водою	1.1	1.0	1.2
Глинисті, а також великоуламкові з глинистим заповнювачем з показником текучості ґрунту або заповнювача $I_L \leq 0.25$	1.25	1.0	1.1
Теж саме при $0.25 \leq I_L \leq 0.5$	1.2	1.0	1.1
Теж саме при $I_L > 0.5$	1.1	1.0	1.0

Примітка: 1. До споруд з жорсткою конструктивною схемою відносяться споруди, конструкції яких спеціально пристосовані для прийняття зусиль від деформацій основи.

2. Для будівель з гнучкою конструктивною схемою значення коефіцієнта γ_{c2} приймається рівним одиниці.

3. При проміжних значеннях L/H коефіцієнт γ_{c2} визначається за інтерполяцією.

Таблиця 9.2.

Значення коефіцієнтів M_γ , M_q та M_c
(табл. Е8 ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд”)

Кут внутрішнього тертя ϕ , градус	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя ϕ , градус	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
0	0	1.0	3.14	23	0.69	3.65	6.24
1	0.01	1.06	3.23	24	0.72	3.87	6.45
2	0.03	1.12	3.32	25	0.78	4.11	6.67
3	0.04	1.18	3.41	26	0.84	4.37	6.90
4	0.06	1.25	3.51	27	0.91	4.64	7.14
5	0.08	1.32	3.61	28	0.98	4.93	7.40
6	0.10	1.39	3.71	29	1.06	5.25	7.67
7	0.12	1.47	3.82	30	1.15	5.59	7.95
8	0.14	1.55	3.93	31	1.24	5.95	8.24
9	0.16	1.64	4.05	32	1.34	6.34	8.55
10	0.18	1.73	4.17	33	1.44	6.76	8.88
11	0.21	1.83	4.29	34	1.55	7.22	9.22
12	0.23	1.94	4.42	35	1.68	7.71	9.58
13	0.26	2.05	4.55	36	1.81	8.24	9.97
14	0.29	2.17	4.69	37	1.95	8.81	10.37
15	0.32	2.30	4.84	38	2.11	9.44	10.80
16	0.36	2.43	4.99	39	2.28	10.11	11.25
17	0.39	2.57	5.15	40	2.46	10.85	11.73
18	0.43	2.73	5.31	41	2.66	11.64	12.24
19	0.47	2.89	5.48	42	2.88	12.51	12.79
20	0.51	3.06	5.66	43	3.12	13.46	13.37
21	0.56	3.24	5.84	44	3.38	14.50	13.98
22	0.61	3.44	6.04	45	3.66	15.64	14.64

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче підшви фундаменту, кН/м^3 (за наявності ґрунтової води визначається з

урахуванням зваженої дії води $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$);

γ'_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту, кН/м^3 (питома вага ґрунту засипки, приймають $\gamma'_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$);

c_{II} – розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту нижче підшви фундаменту, кПа ;

d_I – приведена глибина закладання фундаменту (рис. 9.2):

– для безпідвальних споруд приймається від рівня планування і $d_I = d$;

– для споруд з підвалом – приведена глибина закладання зовнішнього і внутрішнього фундаментів від підлоги підвалу і визначається за формулою:

$$d_I = h_s + \frac{h_{cf} \cdot \gamma_{cf}}{\gamma'_{II}},$$

де h_s – товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту зі сторони підвалу, м;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги, м;

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги, кН/м^3 ;

γ'_{II} – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підшви фундаменту, кН/м^3 ;

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною $B \leq 20 \text{ м}$ і глибиною більше 2 м приймається $d_b = 2$, при ширині підвалу $B > 20 \text{ м}$ приймається $d_b = 0$).

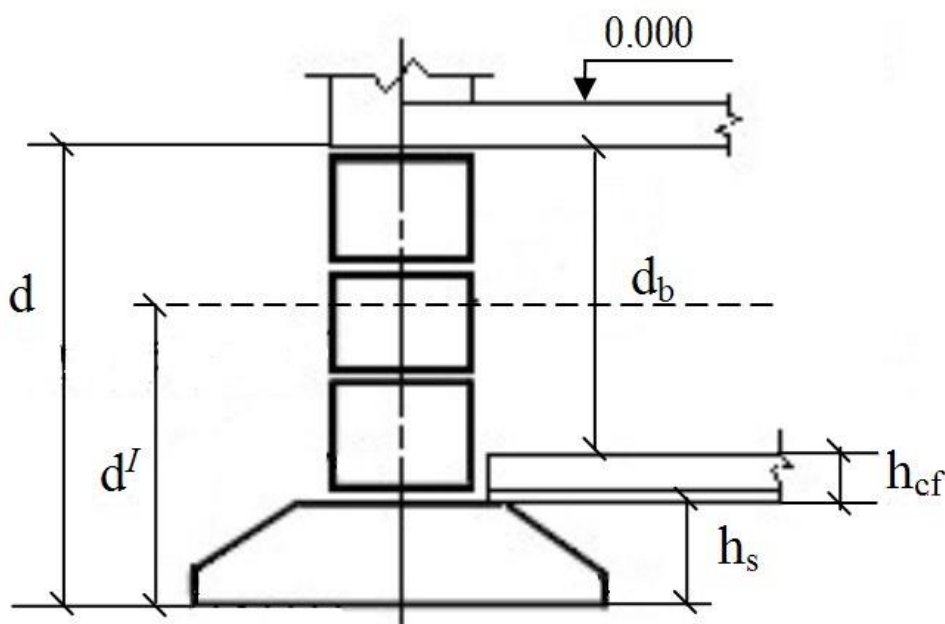


Рис.9.2. Схема для розрахунку
приведеної глибини закладання фундаменту d_I

При визначенні розрахункового опору ґрунту R значення характеристик γ_{II} , φ_{II} , c_{II} приймається для шару ґрунту, який знаходиться під підшовою фундаменту до глибини:

$$Z_R = 0,5b \text{ при } b \leq 10 \text{ м};$$

$$Z_R = t + 0,1b \text{ при } b > 10 \text{ м (} t=4 \text{ м)}.$$

За наявності декількох шарів ґрунту від підшови фундаменту до глибини Z_R приймається середньозважене значення вказаних характеристик (рис.9.3)

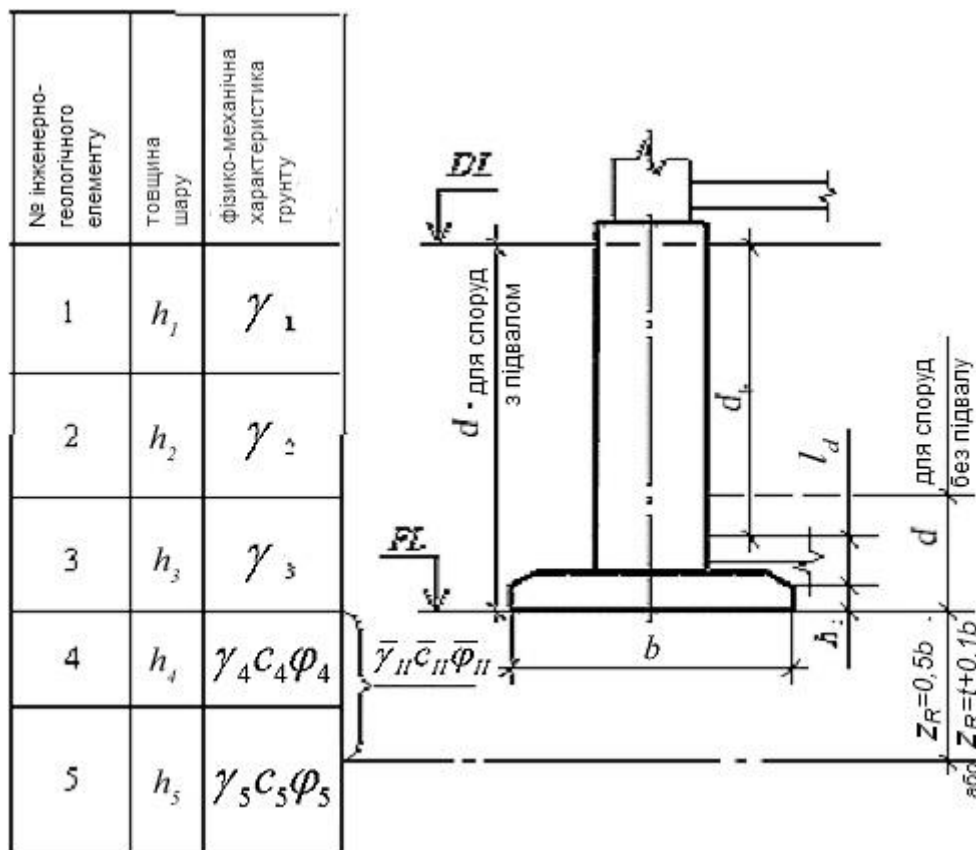


Рис. 9.3. Схема розрахунку розрахункового опору ґрунту

Визначення розрахункового опору ґрунту R за наведеною вище формулою допускається застосовувати для розрахунку фундаментів будь-якої форми в плані.

9.3. Визначення основних розмірів фундаментів

Центрально-навантажений фундамент.

Центрально-навантаженим фундаментом вважають такий, у якого вертикальна складова рівнодіючої всіх сил проходить крізь центр його підшови (рис. 9.4.а)

Визначення розмірів підосви фундаменту за заданим значенням розрахункового опору ґрунту основи.

У зв'язку з тим, що величина R залежить від ширини підосви фундаменту b , яку треба визначити, розрахунок виконують способом послідовного наближення.

Як правило, вертикальне навантаження на фундамент N_0 задається на рівні його обрізу, який часто співпадає з відміткою планування. В цьому випадку сумарний тиск на основу на рівні підосви фундаменту буде визначатись за формулою:

$$p = \frac{N_{0//}}{A_\phi} + \gamma_{m//} \cdot d \leq R,$$

де $\gamma_{m//}$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту і матеріалу фундаменту, кН/м³ (приймається: при наявності підвалу 17 кН/м³, при відсутності підвалу – 20 кН/м³);

d – глибина закладання фундаменту, рахуючи від відмітки планування;

A_ϕ – площа підосви фундаменту.

R – розрахунковий опір ґрунту, кПа.

Якщо прийняти $p = R$, отримаємо формулу для визначення площі підосви стовпчастого прямокутного фундаменту A_ϕ :

$$A_\phi = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d}.$$

Якщо задатись співвідношенням сторін підосви фундаменту $\eta = \frac{l}{b}$, то

$$b = \sqrt{\frac{N_0}{\eta \cdot (R - \gamma_{m//} \cdot d)}} = \sqrt{\frac{A_\phi}{\eta}}; \eta \text{ приймається рівним } 1,1 \dots 2.$$

Для стовпчастого круглого фундаменту:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}},$$

де $b = D$ – діаметр фундаменту.

Для стрічкового (неперервного) фундаменту $b = \frac{A_\phi}{l} = \frac{N_{0//}}{R - \gamma_{m//} d}$, тобто

ширина чисельно рівна площі підосви, якщо використовується навантаження, що приходить на $l = 1$ м довжини фундаменту.

Знайдені розміри підосви фундаменту заокруглюють з врахуванням прийнятої модульності та уніфікації елементів конструкцій, конструюють і розраховують фундамент на міцність.

Згідно з прийнятими розмірами фундаменту визначають його об'єм V_f та вагу $N_{f//}$ за формулою:

$$N_{f//} = V_f \cdot \gamma_b \cdot \gamma_{fe},$$

де $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ – питома вага матеріалу фундаменту, а саме залізобетону;

$\gamma_{fe} = 1,0$ – коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням.

А також вагу ґрунту над уступами фундаменту за формулою:

$$N_{s//} = [(b \cdot l)d - V_f] \cdot \gamma_{//}' \cdot \gamma_{fe},$$

де $\gamma_{//}' = 17 \text{ кН/м}^3$ – питома вага ґрунту зворотної засипки

Розміри підосви фундаменту необхідно перевірити виходячи з умови тиску на рівні підосви фундаменту за формулою:

$$p_{//} = \frac{N_{0//} + N_{f//} + N_{s//}}{l \cdot b} \leq R,$$

де R – повинно являти собою уточнене значення розрахункового опору ґрунту, визначене згідно з прийнятою шириною підосви фундаменту.

Якщо $p_{//}$ набагато менше R , недозавантаження, необхідно змінити розміри підосви на менші і ще раз перевірити умову $p_{//} < R$. З ціллю економії матеріалів допустиме значення недозавантаження, як правило, приймають до 5% для монолітних конструкцій та до 10% – для збірних. Перенавантаження основи вище значення R , як слідує з формули $p_{//} < R$, недопустиме.

Для збірних стрічкових фундаментів досягнути повного використання умови $p_{//} < R$ можна шляхом вкладання блоків-подушок з проміжками, тобто шляхом влаштування *переривчастої подушки*. Виходячи з рівності площ неперервного стрічкового фундаменту шириною b та фундаменту з переривчастою подушкою, можна знайти допустиму віддаль між блоками – подушками з виразу:

$$l = l_b [(b_b / b) - 1],$$

де l_b – розмір блока-подушки по повздовжній осі фундаменту;

b_b – прийнята ширина блока-подушки;

b – необхідна ширина підосви фундаменту за розрахунком.

Влаштування переривчастих фундаментів доцільне для ґрунтів з кутом внутрішнього тертя більше 20° .

Визначення розмірів підосви фундаменту при невідомому значенні розрахункового опору ґрунту основи.

Для стрічкових фундаментів ширину фундаменту b визначають з рівняння:

$$a_0 b^2 + a_1 b - n_0 = 0.$$

Для стовпчастого фундаменту ширину фундаменту b визначають з рівняння:

$$a_0 \eta b^3 + a_1 \eta b^2 - N_0 = 0,$$

$$\text{де } a_0 = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} M_{\gamma} \cdot \gamma_{//},$$

$$a_1 = \left[\frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \cdot (M_q d_{//}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{//}' + M_c c_{//}) \right] - \gamma_{//} \cdot d,$$

$$n_0 = \frac{N_0}{b}.$$

Позацентрово-навантажений фундамент.

Позацентрово-навантаженим фундаментом вважають такий, коли рівнодіюча зовнішнього навантаження має ексцентриситет e відносно центра ваги площі підшви (рис. 9.4.б). Він виникає за рахунок дії на фундамент не тільки вертикального зусилля N , але і згинального моменту M чи поперечної сили T .

Прикладом такого фундаменту є окремий 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.

Розміри позацентрово-навантажених фундаментів розраховують виходячи з умов:

$$p_{//} \leq R,$$

$$p_{\max//} \leq 1,2R,$$

$$p_{\max//}^c \leq 1,5R,$$

де $p_{//}$ – середній тиск під підшвою від навантаження для розрахунку основ за деформаціями;

$p_{\max//}$ – максимальний крайовий тиск під підшвою в кутовій точці при дії моменту сил в одній площині;

$p_{\max//}^c$ – максимальний крайовий тиск під підшвою в кутовій точці при дії моментів сил у двох напрямках;

R – розрахунковий опір ґрунту основи.

Максимальний і мінімальний тиск під краєм фундаменту при дії сил відносно основної площини підшви (рис. 9.4) визначають за формулою:

– для квадратного фундаменту:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x},$$

де N – сумарне вертикальне навантаження на основу разом з вагою фундаменту і вагою на його обрізах;

A_{ϕ} – площа підшви фундаменту;

M_x – момент сил відносно центра підшви фундаменту;

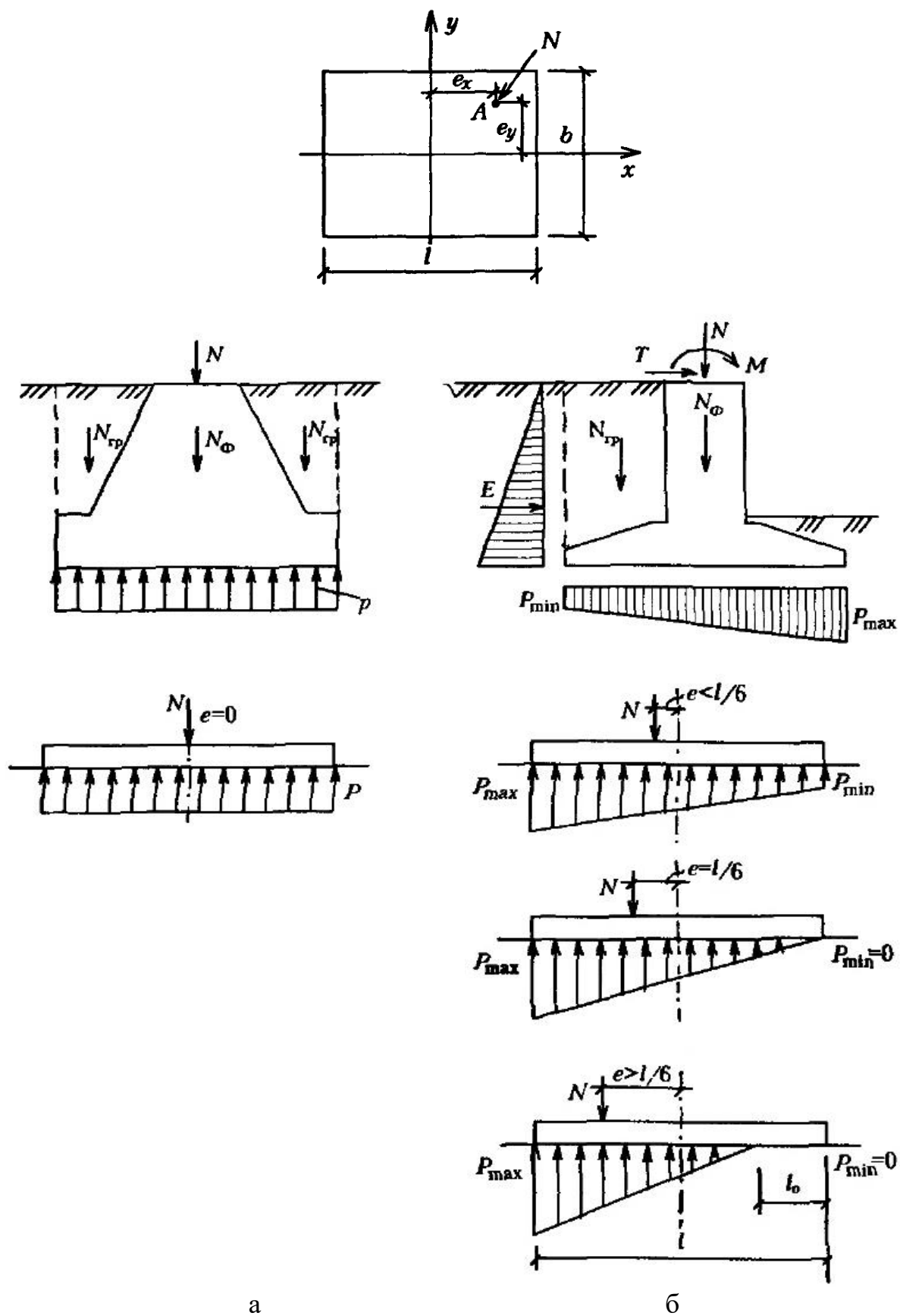


Рис. 2.6. Схема підшви і епюри тиску по краях підшви центрально (а) та позацентрово-навантаженого (б) фундаменту

y – відстань від головної осі інерції перпендикулярна площині дії моменту сил до найбільш віддалених точок підшви фундаменту;

I_x – момент інерції площі підшви фундаменту відносно тієї ж осі;

– для прямокутного фундаменту:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \pm \frac{M_x}{W_x} = \frac{N}{A_{\phi}} \left(1 \pm 6 \frac{e_x}{l} \right),$$

де W_x – момент опору підшви, для прямокутника $W_x = \frac{l}{6}$;

e_x – ексцентриситет рівнодіючої вертикального навантаження відносно центру підшви $e_x = \frac{M_x}{N}$;

l – розмір підшви в напрямку дії моменту.

При дії моментів сил відносно обох осей тиск в кутових точках підшви визначається за формулою:

– для квадратного фундаменту:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \pm \frac{M_x \cdot y}{I_x} \pm \frac{M_y \cdot x}{I_y};$$

– для прямокутного фундаменту:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \left(1 \pm 6 \frac{e_x}{l} \pm 6 \frac{e_y}{l} \right).$$

Відносний ексцентриситет $\varepsilon = \frac{e}{l}$ вертикального навантаження на фундамент обмежується (див. рис. 9.4.б):

1. $\varepsilon_u = \frac{1}{10}$ – співвідношення крайніх тисків $\frac{p_{\min}}{p_{\max}} = 0,25$, епюра тисків

трапеція $e < \frac{l}{6}$; характерно для фундаментів під колони з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 тонн і більше, відкритих кранових естакад вантажопідйомністю 15 тонн; для високих споруд, а також у всіх випадках, коли розрахунковий опір ґрунту $R < 150 \text{ кПа}$.

2. $\varepsilon_u = \frac{1}{6}$ – епюра тисків трикутник $e = \frac{l}{6}$ з нульовою ординатою біля менш завантаженої сторони; характерно для решти промислових споруд з мостовими кранами та відкритих кранових естакад.

3. $\varepsilon_u = \frac{1}{4}$ – епюра тисків трикутник $e > \frac{l}{6}$ з нульовою ординатою в межах підшви фундаменту, тобто є частковий відрив підшви; в цьому випадку

$$p_{\max} = \frac{2 \cdot N}{3 \cdot b \cdot l_0},$$

де $l_0 = \frac{l}{2} - e$ – довжина зони відриву підшви.

9.4. Перевірка розрахункового опору слабопідстеляючого шару ґрунту

Якщо в межах стисливої товщі основи на глибині z від підшви фундаменту розташований шар ґрунту меншої міцності рис. (9.5), ніж міцність шарів, що лежать вище, необхідна перевірка виконання умови:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z,$$

де, σ_{zp} та σ_{zq} – вертикальні напруження в ґрунті на глибині z від підшви фундаменту, відповідно додаткове від навантаження на фундамент і від власної ваги ґрунту, $\kappa\Pi\text{a}$;

R_z – розрахунковий опір ґрунту меншої міцності на глибині z , для умовного фундаменту шириною $b_z \kappa\Pi\text{a}$.

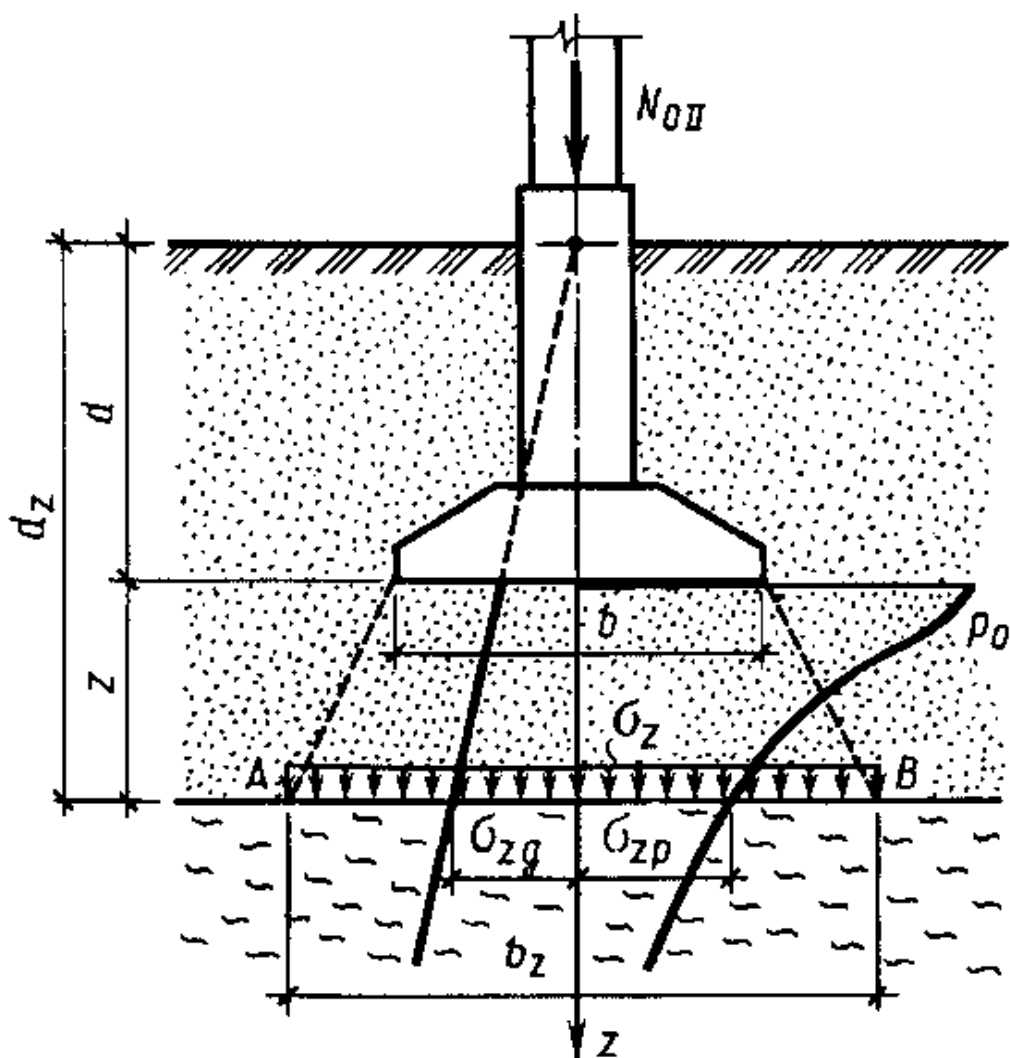


Рис. 9.5 Розрахункова схема для перевірки тиску на слабопідстеляючий шар ґрунту основи

$$\sigma_{zp} = \alpha(p_{//} - \gamma'_{//} d_n) = \alpha p_0,$$

де α – коефіцієнт зміни додаткового напруження по глибині основи з врахуванням форми підшви фундаменту.

таблиці

$p_{//}$ – тиск по підшві від розрахункового навантаження, кПа;

$\gamma'_{//}$ – питома вага ґрунту в межах глибини d_n , кН/м²;

p_0 – додатковий тиск по підшві фундаменту, що перевищує тиск від власної ваги ґрунту на глибині d_n , кПа;

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{i//} d_z,$$

де $\gamma_{i//}$ – питома вага ґрунту i -го шару в межах глибини d_{nz} , кН/м².

Напруження σ_{zp} виникає на поверхні умовного фундаменту шириною b_z , що визначається за формулою:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a,$$

$$\text{де } a = \frac{l-b}{2}; \quad A_z = \frac{N_{0//}}{\sigma_{zp}};$$

N – сумарне вертикальне навантаження на основу фундаменту;

l і b – прийняті довжина та ширина фундаменту.

Для стрічкового фундаменту:

$$b_z = \frac{q_{//}}{\sigma_{zp}},$$

де $q_{//}$ – вертикальне навантаження на один метр погонний фундаменту.

Розрахунковий опір ґрунту пониженої міцності R_z розраховують за формулою розрахункового опору ґрунту з використанням характеристик слабого шару, що залягає на глибині z , тобто:

$$R = \frac{\gamma_{c1,c.ш.} \gamma_{c2,c.ш.}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{//,c.ш.} + M_q d_\gamma \gamma'_{//} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{//} + M_c c_{//,c.ш.} \right],$$

де $\gamma_{c1,c.ш.}$ і $\gamma_{c2,c.ш.}$ – коефіцієнти умов роботи згідно табл. Е7 ДБН В.2.1-10-2009 “Основи та фундаменти споруд” для слабого шару ґрунту;

$\gamma_{//,c.ш.}$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги для слабого шару ґрунту, кН/м³;

$c_{//,c.ш.}$ – розрахункове значення питомого зчеплення слабого шару ґрунту, кПа;

$d_\gamma = d + z$ – приведена глибина закладання фундаменту.

Згідно отриманому значенню R_z перевіряють умову $\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z$. Якщо вона не виконується, то збільшують розмір підшви фундаменту. Задачу виконують послідовним наближенням.

9.5. Розрахунок фундаментів на ґрунтових (піщаних) подушках

Якщо несучий шар ґрунту виявляється слабким і його використання як природної основи виявляється неможливим або недоцільним, то проводять заміну слабого ґрунту іншим, що має високий опір зсуву та малу стисливість і який утворює, так звану, *ґрунтову подушку*. Використовують подушки: при малій товщі слабких ґрунтів – звичайна піщана подушка; при великій товщі слабких ґрунтів – висяча піщана подушка (рис.9.6).

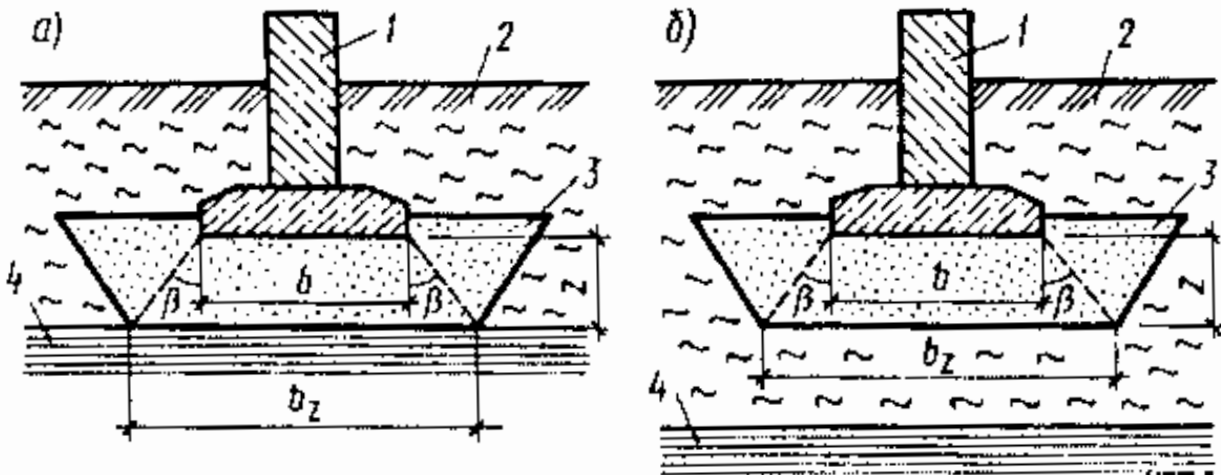


Рис. 9.6. Влаштування піщаних подушок при малій (а) і великій (б) товщі слабких ґрунтів:
1 – фундамент; 2 – слабкий ґрунт; 3 – піщана подушка;
4 – щільний підстиляючий ґрунт.

Подушки виготовляють з великоуламкових ґрунтів (гравій, щебінь); пісків великої і середньої крупності (зручніше і легко використовувати); шлаку.

Найчастіше ґрунтові подушки мають товщину 1...3 м (>3 м не доцільно). Така форма піщаної подушки пояснюється тим, що в її зоні необхідно умістити всі види напружень (рис.9.7).

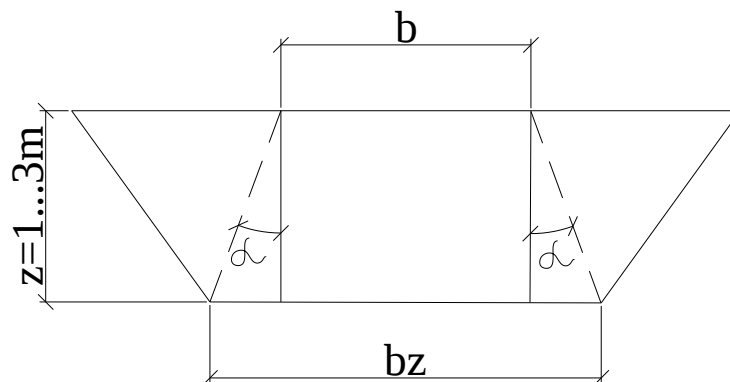


Рис. 9.7. Схема влаштування піщаних подушок

Для пісків: $\alpha=30^\circ \dots 35^\circ$; для гравію: $\alpha=40^\circ \dots 45^\circ$.

Тоді: $b_z = b + 2z \cdot \operatorname{tg} \alpha$.

Подушки підсипають шарами по 10...15 см, з ущільненням кожного шару до $\gamma_d = 16 \dots 16,5 \text{ кН/м}^3$.

Розміри подушок приймають залежно від розмірів фундаментів, їх креслень у плані, тиску, який діє на ґрунт. Якщо ґрунтову подушку використовують для ліквідації властивостей просідання, габарити подушки можна визначати за формулами:

$$b_s = b \cdot (1 + 2 \cdot K_h)$$

$$l_s = l + 2 \cdot b \cdot K_h$$

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 ґрунтової подушки на рівні підосви фундаменту згідно з правилами проектування повинна бути більшою за ширину підосви фундаменту не менше ніж на 0,6 м.

Послідовність розрахунку фундаменту на піщаній подушці.

1. Задаємося характеристиками нової ґрунтової основи (тобто характеристиками піщаної подушки):

$$\gamma=19 \text{ кН/м}^3; \varphi=35^\circ; c=0.$$

2. Визначають розміри підосви фундаменту як фундаменту, що стоїть на ґрунті з вище перерахованими характеристиками.

$$P \leq R.$$

3. Перевіряємо підстиляючий шар

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z.$$

Якщо ця умова не виконується, то збільшують висоту висячої подушки.

4. Далі проводиться розрахунок деформацій основи. Сумісна деформація піщаної подушки і підстиляючого шару S має бути менше S_u .

$$S \leq S_u.$$

Якщо ця умова не виконується, то також збільшують висоту висячої подушки (або розміри фундаменту).

Застосування піщаної подушки приводить до наступних позитивних ефектів:

1. Оскільки модуль загальної деформації піщаної подушки $E > 20 \text{ МПа}$, то їх влаштування призводить до зменшення осадок споруди.

2. Оскільки піщані подушки мають великий коефіцієнт фільтрації (сильноводопроникні), то різко скорочується час консолідації основи.

3. Піщані подушки влаштовуються з нездимальних ґрунтів (матеріалів), тому є можливість зменшити глибину закладання фундаменту d з врахуванням глибини сезонного промерзання ґрунту d_f .

10. ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

10.1. Загальні положення

Пальовий фундамент складається з палі і ростверку (рис. 10.1). Пальові фундаменти в промисловому і цивільному будівництві відносять до фундаментів глибокого закладання. Ці фундаменти проектують з метою передачі основної частини навантаження на міцні ґрунти, що залягають на значній глибині. В пальовому фундаменті палі передають навантаження від споруди на ґрунт, а ростверки служать для розподілення навантажень між палями від несучих конструкцій споруд.

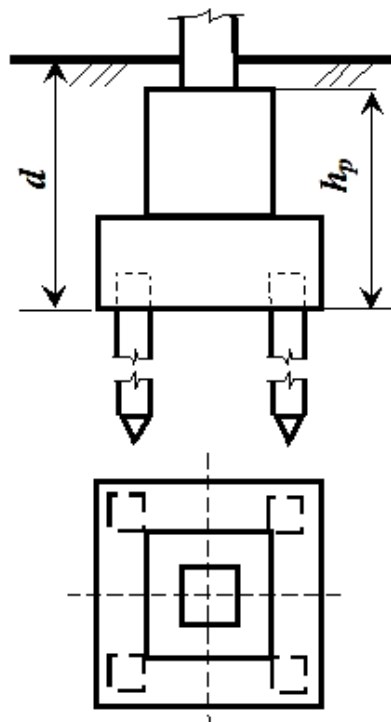


Рис. 10.1. Конструкція пальового фундаменту

Застосування пальових фундаментів дозволяє: прорізати слабкі шари ґрунту або шари ґрунту, що можуть розмиватись і передавати навантаження на більш міцний ґрунт; уникнути нерівномірних осадок основ та споруд; значно зменшити об'єм земляних робіт; забезпечити стійкість споруд, на які діють горизонтальні навантаження; при реконструкції споруди перерозподілити навантаження від споруди.

За характером передачі тиску від споруди на основу розрізняють палі-стійки та палі-тертя (висячі палі).

Палі-стійки (рис.10.2.а) прорізають всю товщину слабких ґрунтів і опираються на практично нестискаємий шар ґрунту (скельні, напівскельні, великоуламкові ґрунти, галька, гравій). Такі палі практично все навантаження передають через нижній кінець, оскільки при їх малих вертикальних переміщеннях не виникають умови для виникнення сил тертя на її бічній поверхні.

Паля-стояк працює як стислий стержень в пружному середовищі, її несуча здатність визначається або міцністю матеріалу палі, або опором ґрунту під її нижнім кінцем:

$$F_d = R_s$$

Висячі палі (рис.10.2.б) прорізають слабкі шари ґрунту і входять вістрям в міцні ґрунти. Під дією вертикальної сили (N) паля отримує переміщення (дає осідання), достатнє для виникнення сил тертя між бічною поверхнею палі і ґрунтом. В результаті навантаження на основу передається як бічною поверхнею, так і нижнім кінцем палі. Несуча здатність їх визначається сумою опору сил тертя по її бічній поверхні і опором ґрунту під нижнім кінцем палі.

$$F_d = R_f + R_s$$

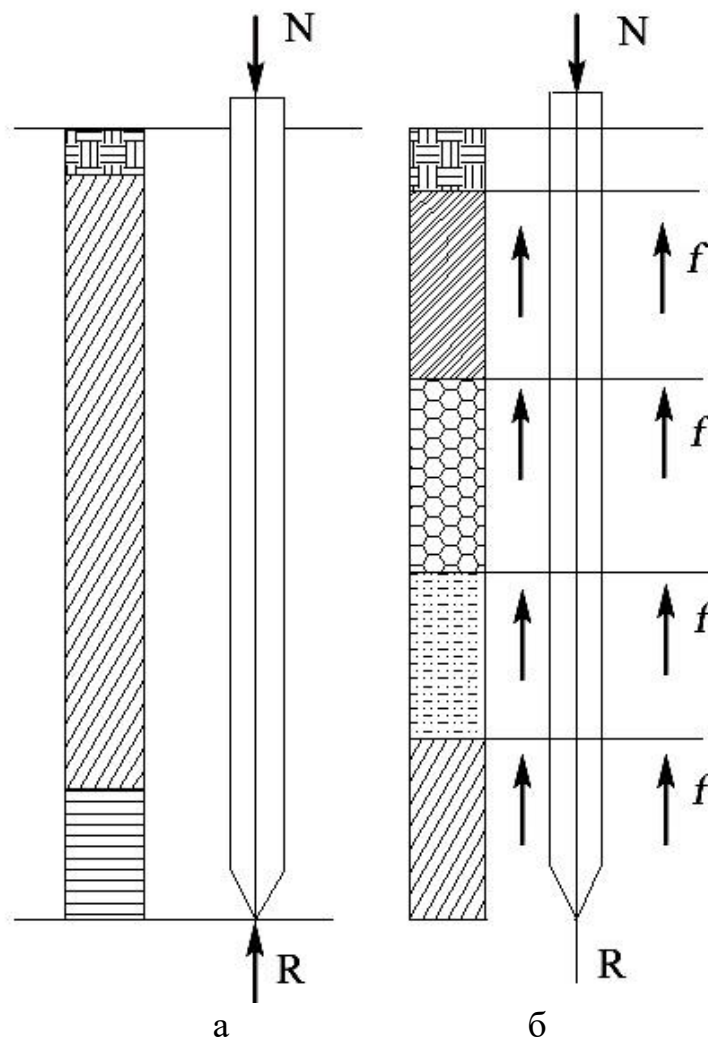


Рис. 10.2. Схема роботи палі в ґрунті: а – паля-стояк, б – висяча паля

10.2. Види пальових фундаментів та область їх застосування

В даний час відомо більше 100 типів різновидностей паль, які відрізняються за матеріалом, формою поперечного і поздовжнього січення, конструкцією, способом виготовлення і занурення.

Несучу здатність пального фундаменту приймають залежно від величини і характеру навантаження від споруди.

За умовами виготовлення палі діляться на дві групи:

- палі, що виготовляються заздалегідь на заводах або полігоні (що заздалегідь виготовляються) і потім занурюються в ґрунт;
- палі, що виготовляються на місці, в ґрунті.

За розміщенням паль в плані палеві фундаменти поділяють на:

Одиночні палі – застосовують під легкі споруди як опори (теплиці, склади), коли несуча здатність однієї палі достатня для передачі навантаження на ґрунт (рис. 10.3).

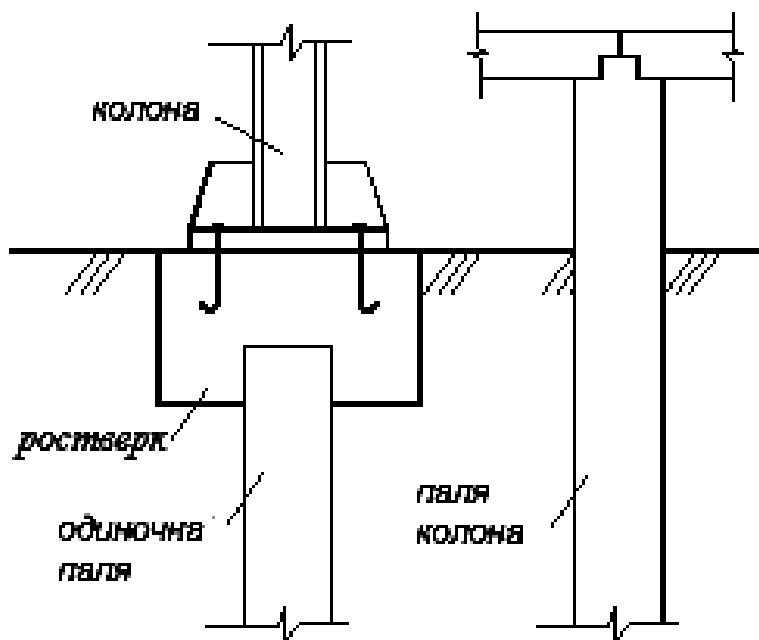


Рис. 10.3. Схеми одиної палі і палі-колони.

Складність влаштування таких паль полягає в тому, що їх необхідно точно забити (занурити) в ґрунт, відхилення від осі в плані у одиноїх паль ± 5 см, від вертикальної осі не більше 5° (рис. 10.4).

Стрічкові палеві фундаменти – влаштовують під стіни будівель і інші протяжні конструкції. Палі в такому фундаменті розташовуються в один або декілька шарів (рис.10.5.а).

Пальові куці (складаються з групи паль не менше 3 під ростверком плитою) – влаштовують під колони або окремі опори конструкцій, передавальні значні вертикальні навантаження (рис.10.5.б).

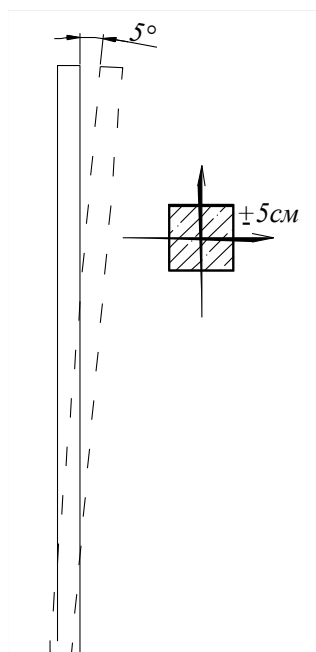


Рис 10.4. Схема максимально допустимих горизонтальних і вертикальних відхилень при зануренні одиночної палі

Пальове поле – влаштовують під важкі споруди баштового типу, що мають обмежені розміри в плані. Палі розташовуються за певною сіткою під всією спорудою або однією з її частин (рис.10.5.в).

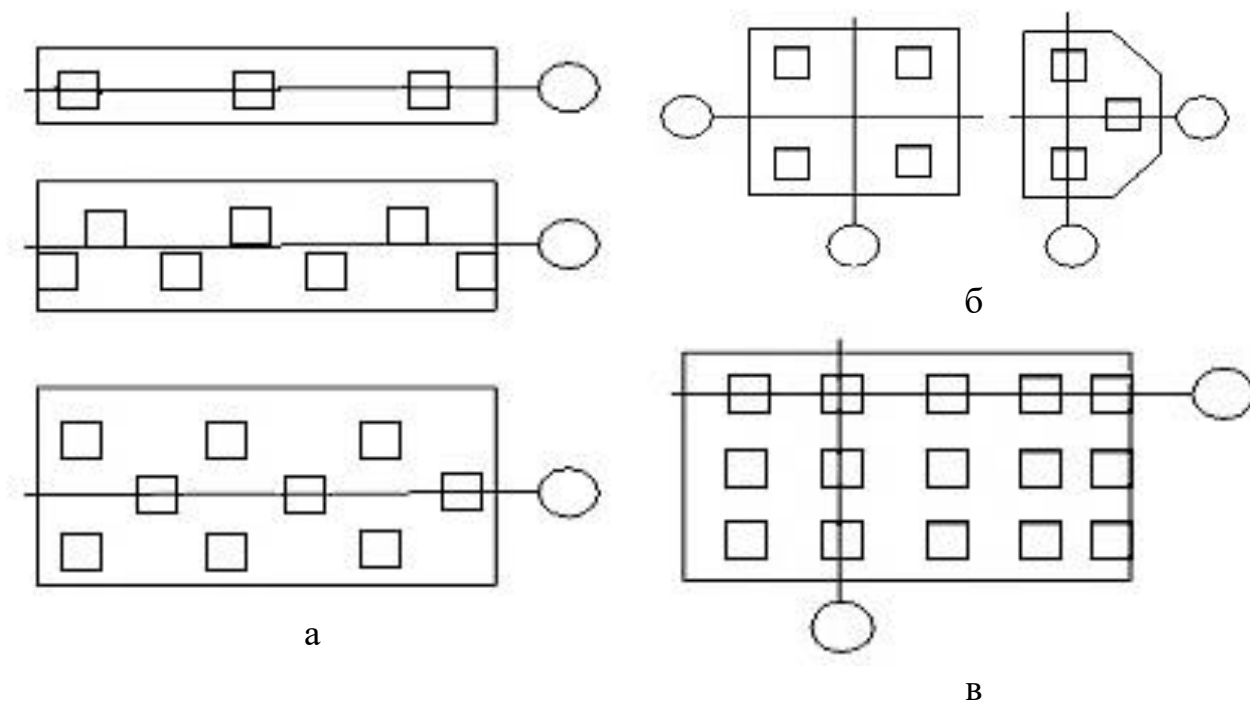


Рис. 10.5. Схеми розташування паль в ростверках: а – в стрічковому; б – кущовому; в – суцільне пальове поле (суцільна плита)

Сумісна робота паль під навантаженням забезпечується ростверком (плита або балка), який об'єднує верхню частину палі.

Розрізняють три типи пальових ростверків: низький, підвищений та високий.(рис. 10.6)

Низький палевий ростверк розміщують нижче від поверхні ґрунту. Такий ростверк може передавати частину вертикального тиску на ґрунт основи по своїй підшві та при практично щільній зворотній засипці може сприймати тиск від горизонтальних сил. *Підвищений палевий* ростверк не заглиблюють у ґрунт, а розміщують безпосередньо на поверхні. Такі ростверки можна встановлювати там, де під час промерзання не відбувається здимання верхніх шарів ґрунту. *Високий палевий* ростверк розміщують вище від поверхні ґрунту, тому навколо верхньої частини паль відсутній ґрунт. Оскільки верхня частина вертикальних паль має найбільший опір на поперечний згин при дії горизонтальних навантажень, крім вертикальних паль, забивають нахилені у двох-трьох напрямках.

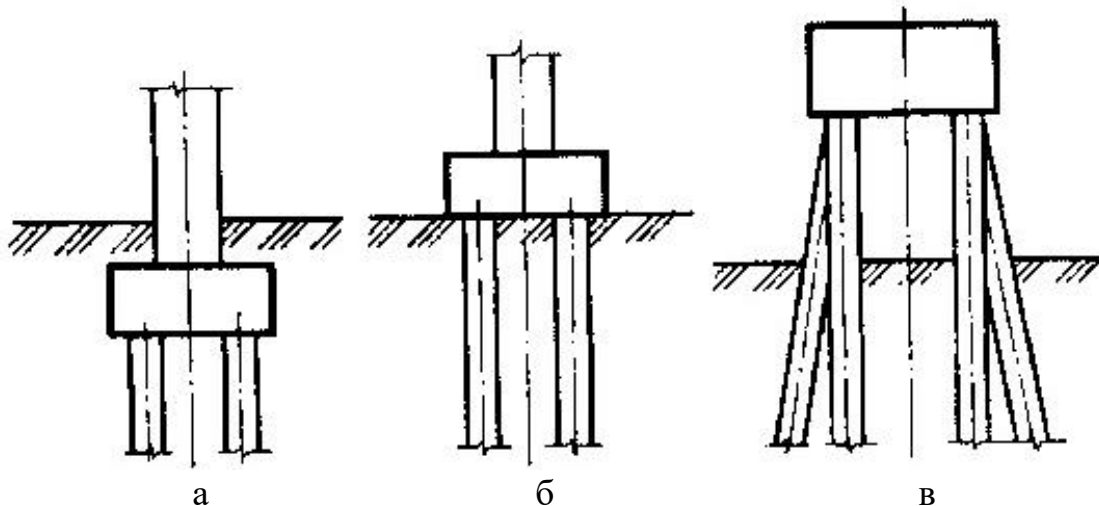


Рис. 10.6. Схеми палевих ростверків: а – низький б – підвищений;
в – високий

Найчастіше застосовують низький ростверк, високий ростверк влаштовують в опорах мостів, набережних, пірсів і тому подібне.

За матеріалом ростверки поділяють на бетонні та залізобетонні; за технологією виготовлення – на монолітні і збірні (бетон класу не нижче с12/15); за видом армування – з звичайною арматурою і попередньо напруженою арматурою; за видом сполучення палевого ростверку з палями – на жорстке (замуровування голови палі не менше ніж на 0,3 м) і шарнірне (замуровування голови палі від 0,05 до 0,1м).

10.3. Класифікація та конструкції паль

Залежно від матеріалу заздалегідь виготовлені палі поділяють на:

Дерев'яні (умови експлуатації – нижче за рівень підземних вод). Проста дерев'яна паля є колодою із загостреним нижнім кінцем (рис. 4.5) та виготовляється з прямо ствольних колод хвойних порід (сосна, ялина, модрина, ялиця) діаметром у тонкому кінці 22...34 см і довжиною 6,5 та 8,5 м.

На верхній кінець колоди надягають бугель (нагрітий металевий обруч з штабової сталі), який захищає палю від розмочалення оголовка під час забивання. Нижні кінці палі обтесують у вигляді тригранної або чотиригранної піраміди з притупленою вершиною. На загостреному кінці при зануренні палі в ґрунти з твердими включеннями закріплюють сталевий черевик.

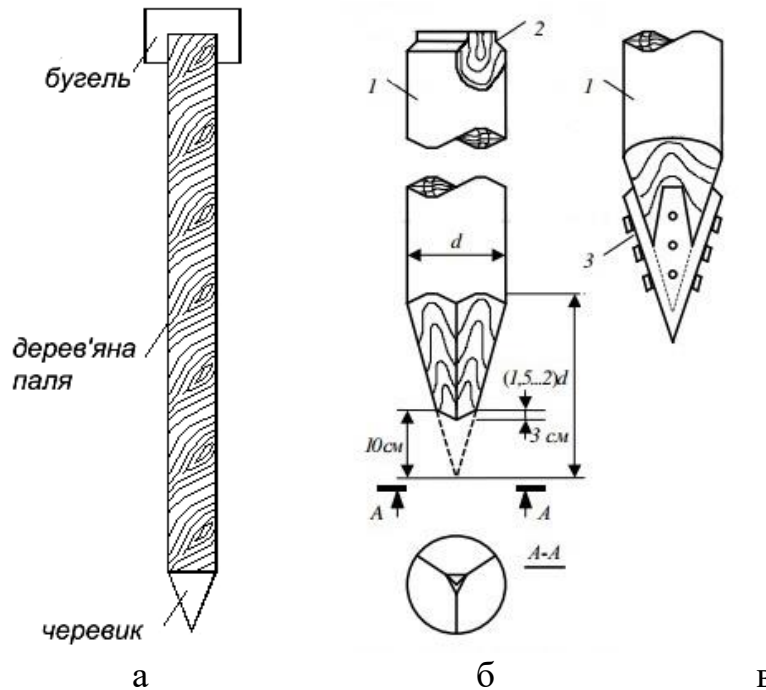


Рис. 10.7. Дерев'яна паля: а – схема палі; б – загальний вигляд; в – вістря палі з башмаком; 1 – паля, 2 – бугель; 3 – башмак.

Дерев'яні палі, розташовані у воді або в ґрунті нижче рівня ґрунтових вод, мають практично необмежений термін служби.

Переваги цього виду палі – простота виготовлення і невелика вага. Недоліки – мала несуча здатність, трудність занурення в щільні ґрунти, небезпека гниття в умовах змінної вологості. Дерев'яні палі мають обмежене застосування.

Сталеві виготовляють із стандартних сталевих труб $d=0,2...0,8$ м, використовують також двотаврові балки, швелери та інші прокатні профілі (рис. 10.8).

Палі потрібної довжини одержують зварюванням окремих секцій. В нижні секції влаштовують як правило наконечник (рис. 10.9). Сталеві палі застосовуються довжиною до 30 м.

Якщо після занурення в ґрунт стальна трубчаста паля заповнюється бетоном, її називають *трубобетонною*. Переваги цього виду палі – можливість нарощування зварюванням помірі занурення в ґрунт. Недоліки – схильність до

корозії (для захисту поверхню труб покривають бітумом або епоксидними смолами).

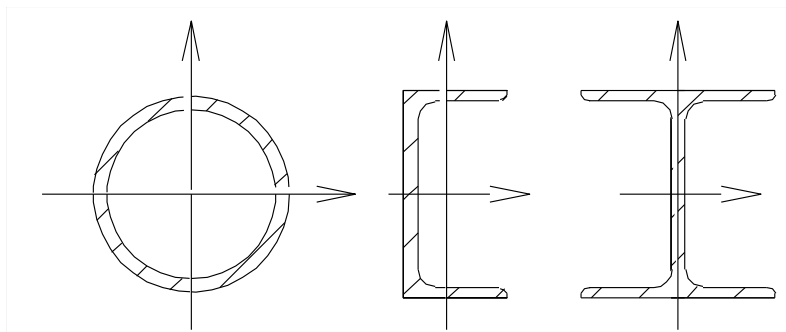


Рис. 10.8. Поперечне січення стальних паль

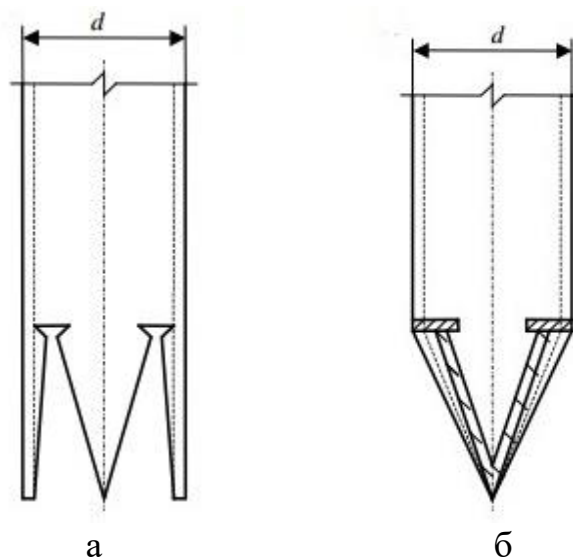


Рис. 10.9. Наконечник сталевї палі: а – вирізання труби для утворення наконечника; б – наконечник

Сталеві палі рекомендується застосовувати в складних для забивання ґрунтових умовах (включення валунів, гальки і тому подібне), частина їх застосовують як огорожу котлованів.

Залізобетонні палі (набули найбільшого поширення в практиці будівництва) виготовляють індустріальним методом на заводах збірного залізобетону або полігону. Їх поділяють:

за формою поперечного січення – квадратні; квадратні з круглою порожниною; порожнисті циліндрові; прямокутні; таврові; двотаврові; швелерні (рис. 10.10.а, б, в – типові);

за формою поздовжнього січення – призматичні; циліндрові; пірамідальні; трапецеїдальні; ромбоподібні; булавоподібні (рис. 10.11);

за способом армування – з ненапруженою арматурою (як ненапружена поздовжня арматура застосовується: – стрижньова гарячекатана періодичного профілю класу А400С згідно з ДСТУ 3760; – класів А300 та А400 згідно з ДСТУ 3760; – термомеханічна зміцнена Ат400С та А500С згідно з ГОСТ 10884 -94.) і із заздалегідь напруженою поздовжньою арматурою (як напружена поздовжня арматура застосовуються: – термомеханічно зміцнена класів Ат800,

Ат600СК, Ат600, Ат600ОС та Ат600К згідно з ГОСТ 10884, гарячекатана стрижньова класів А800, А800СК, А600С та А600К згідно з ДСТУ 3760, гарячекатана стрижньова класів А800 та А600 згідно з ГОСТ 5781; – арматурні канати класу К-7 згідно з ГОСТ 13840.); з поперечним армуванням і без нього (рис. 10.12);

за конструктивними особливостями – на палі цілісні і складені.

за конструкцією нижнього кінця – із загостреним або плоским нижнім кінцем; із плоским або об’ємним розширенням (у вигляді булав); порожнисті із закритим або відкритим нижнім кінцем або з камуфлетною п’ятою (рис. 10.13).

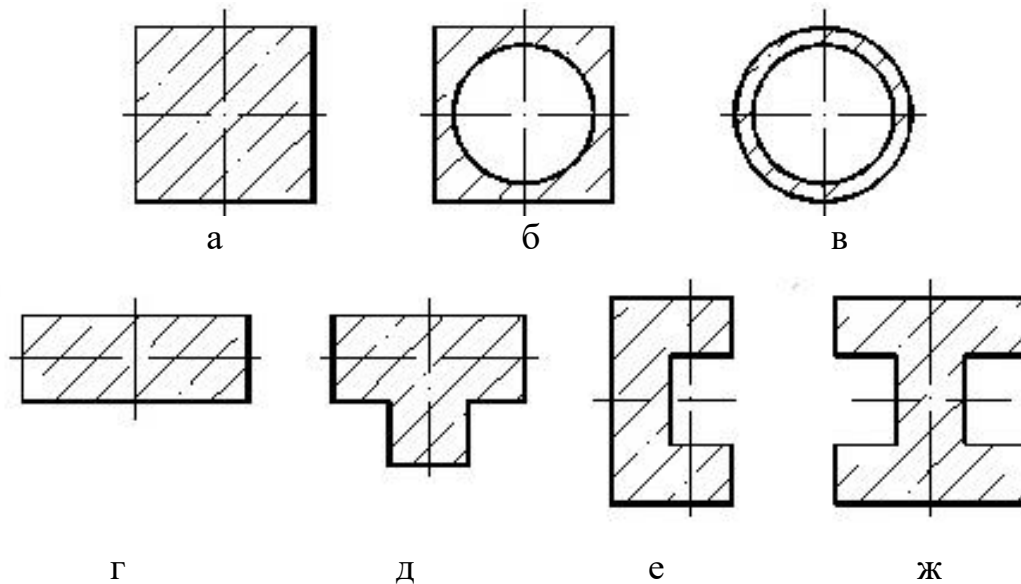


Рис.10.10. Січення залізобетонних паль:

а – квадратне; б – квадратне з круглою порожниною; в – порожнисте циліндрове; г – прямокутне; д – таврове; е – двотаврове; ж – швелерне

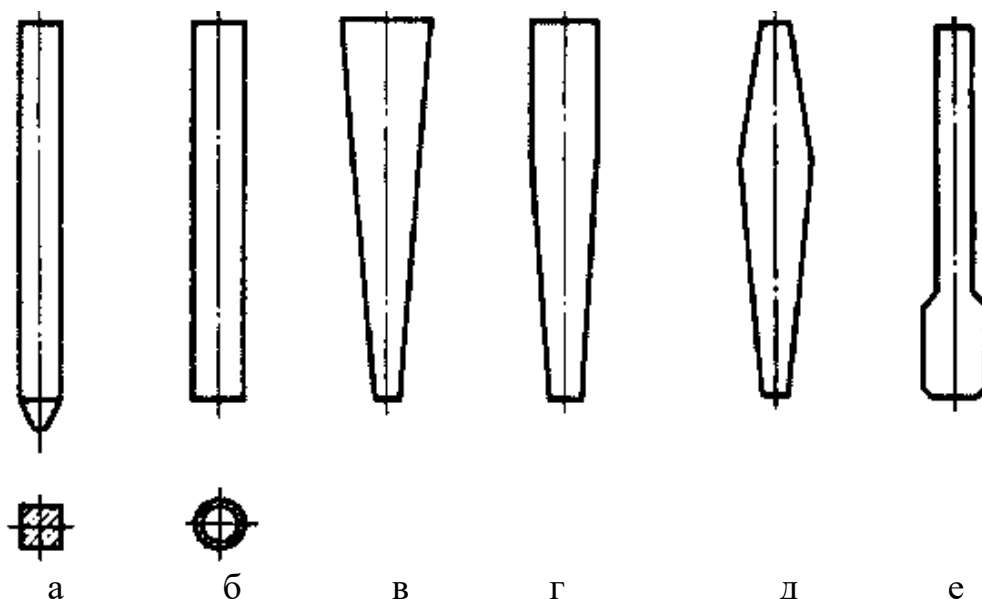


Рис.10.11.. Залізобетонні палі різного профілю:

а – призматичні; б – циліндрові; в – пірамідальні; г – трапецеїдальні; д – ромбоподібні; е – з розширеною п’ятою (булавоподібні)

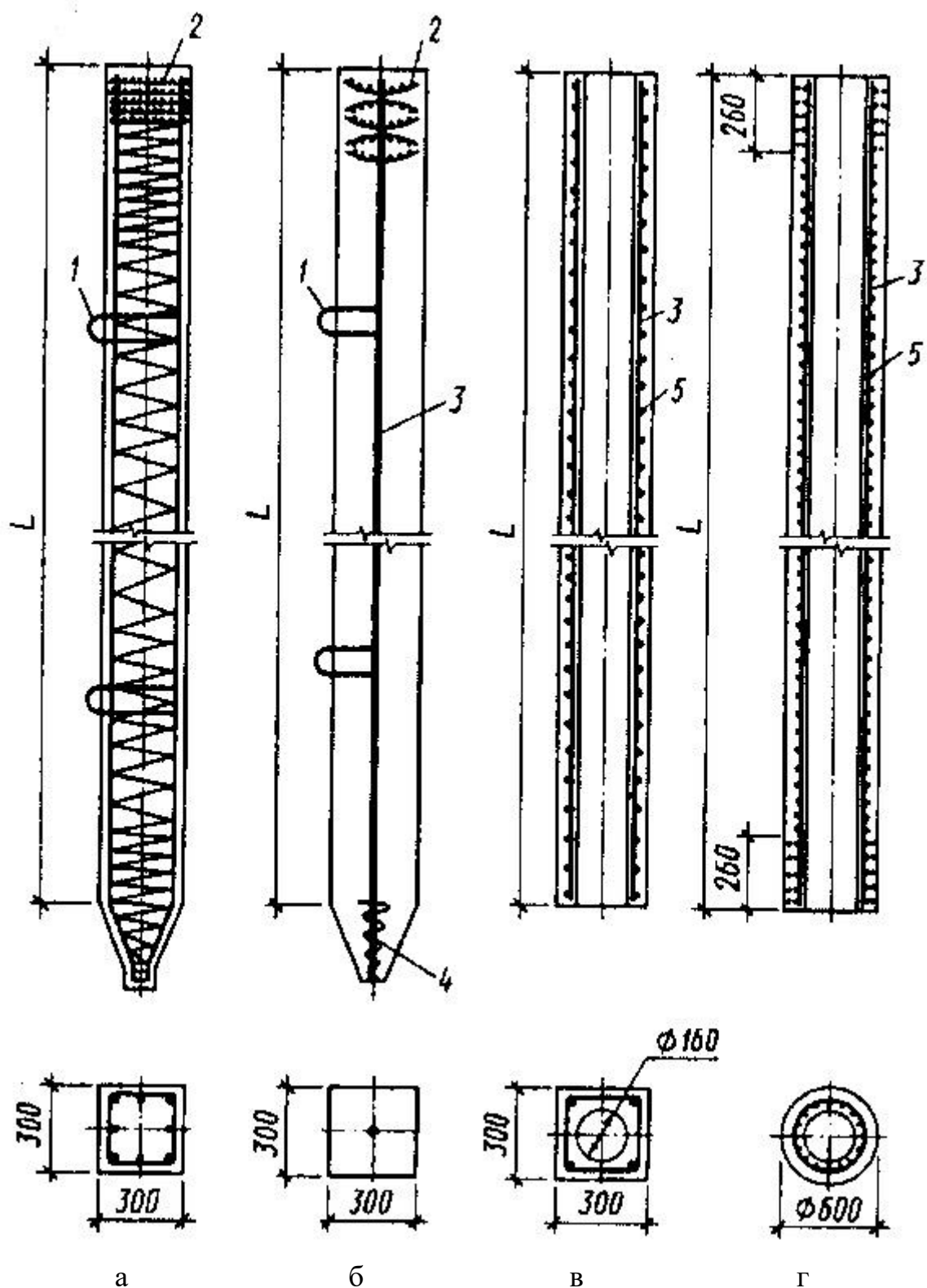


Рис. 10.12. Конструкція залізобетонних паль:

а – призматична з поперечним армуванням стовбура; б – те ж, без поперечного армування стовбура; в – те ж, з круглою порожниною; г – порожниста круга;

1 – стропивна петля; 2 – арматурні сітки голови; 3 – подовжня арматура;

4 – спіраль вістря; 5 – поперечна спіральна арматура

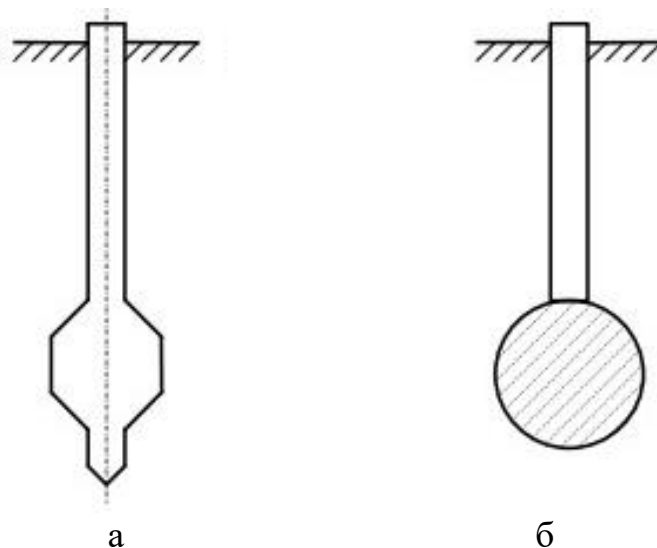


Рис. 10.13. Палі з механічним розширенням (а)
і камуфлетною п'ятою (б)

Найбільш часто застосовують призматичні залізобетонні суцільні палі квадратного перерізу із загостреним нижнім кінцем. Їх виготовляють з армованого важкого бетону класу не нижче С12/15, а попередньо напружені – не нижче С20/25. Розміри перерізу типових палей залежно від їх довжини та способу армування представлені в табл. 10,1.

Таблица 10.1.

Розміри типових залізобетонних палей

Довжина палей, м	3...6	6...9	9...13	13...17	17...20
Поперечний переріз палей, см	20×20	25×25	30×30	35×35	40×40
	25×25	30×30	35×35	40×40	45×45

Перевагою залізобетонних палей є висока міцність, непаддатність гниттю та руйнуванню деревоточцями, що дозволяє використовувати їх незалежно від рівня води. До недоліків відносять значні витрати металу та можливість руйнування бетону під впливом хімічно агресивного середовища.

Згідно з прийнятою класифікацією залізобетонні палі розділяються на такі *типи*: *ПН* – цільні, суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура, з напруженою арматурою; *ПП* та *ППН* – квадратного перерізу з круглою порожниною, цільні, з напруженою та ненапруженою арматурою; *ПЦ* – квадратного суцільного перерізу, цільні, без поперечного армування стовбура, з напруженою арматурою у центрі палі. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 6

Марка палей складається з літерно-цифрових груп, розділених дефісами.

У першій групі зазначають позначку типу палей, вид її арматури (*без позначки* – стрижні; *др* – дріт; *к* – канати), довжину у дециметрах і розміри грані перерізу у сантиметрах.

У другій групі зазначають: для попередньо напружених палей – клас напруженої арматурної сталі; для палей з ненапруженою арматурою – порядковий номер варіанту армування згідно з робочими кресленнями.

У третій групі зазначають: – для складеної палі – тип стику, який позначається рядковими літерами: б – болтовий стик, з – зварний стик; – для паль усіх типів (за необхідності) цифрами позначають додаткові характеристики, що відображають особливі умови застосування або конструктивні особливості.

Наприклад умовні позначення палі типу ПН завдовжки 9000 мм, розмірами перерізу 400 мм, з напруженою стрижньовою арматурою класу Ат800: ПН90.40-Ат800. Те саме з армуванням дротом Вр-ІІ ПНдр90.40-ВрІІ.

Комбіновані палі – складені по довжині з двох різних матеріалів. Найчастіше це комбінація дерев'яної частини, яка поміщається нижче за рівень підземних вод, з бетонною або залізобетонною частиною.

За способом влаштування палі поділяють на:

Забивні палі – виготовляють на заводі, транспортуються до місця будівництва і влаштовуються на проектну відмітку шляхом забивання, віброзанурення або іншим способом (рис. 10.14).

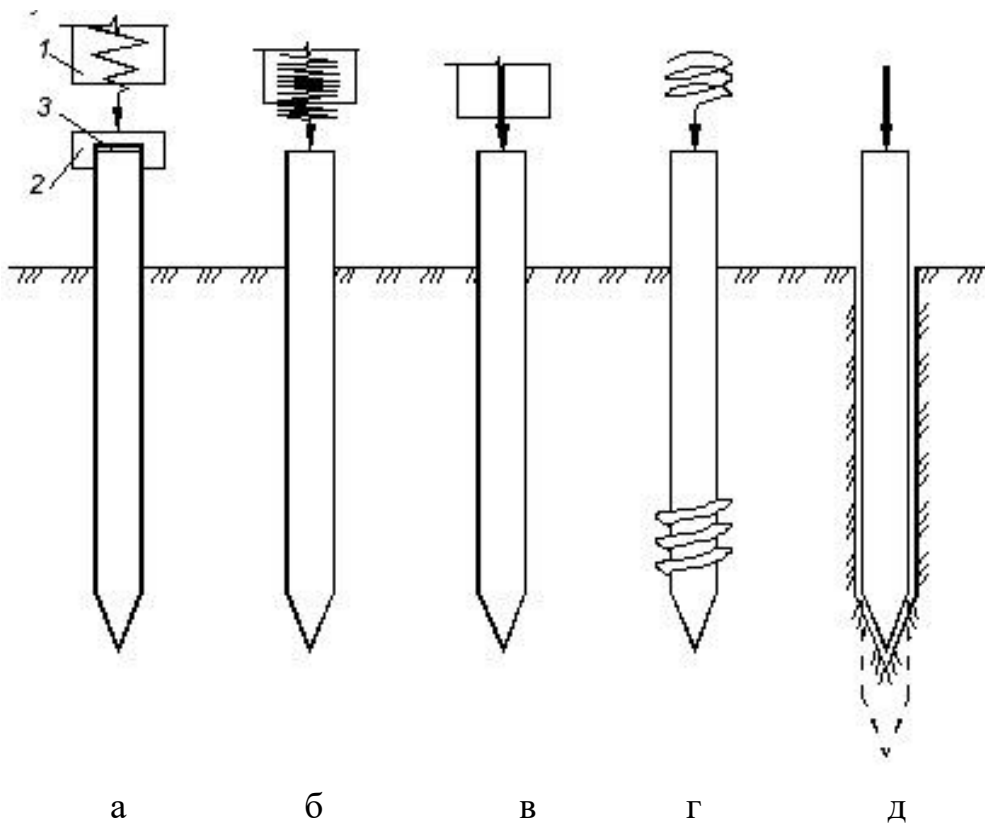


Рис. 10.14. Способи занурення паль:

а – забивання; б – віброзанурення; в – тиснення; г – закручування;
 д – занурення в лідер (у дуже щільних ґрунтах, ґрунтах, що промерзли);
 1 – молот; 2 – металевий головка; 3 – дерев'яна або гумова прокладка (для пом'якшення удару)

При забиванні паль в зневоднені щільні піщані і супіщані ґрунти для підвищення продуктивності забивання здійснюється підмив. За рахунок подачі води (під великим напором) під нижній кінець палі ґрунт розмивається, що значно зменшує опір зануренню.

Віброзанурення паль найефективніше при насичених водою пісках. В цьому випадку вертикальні коливання, що створюються вібратором, передаються палею ґрунту, який розріджується, що призводить до різкого зменшення сил тертя по бічній поверхні і вона легко занурюється в ґрунт. Після припинення вібрації структура ґрунту швидко відновлюється і тертя по бічній поверхні палі збільшується.

Втиснення паль здійснюється за допомогою потужних гідродомкратів і застосовується тоді, коли не можна використовувати забивання або віброзанурення (поблизу існуючих будівель), також застосовується при підсиленні існуючих фундаментів.

Закручування паль, забезпечених на кінці гвинтовими лопатями (гвинтові палі Ці палі являють собою металеву або залізобетонну трубу, яка має в нижній частині гвинтову лопать, діаметр якої може досягати 3 м рис. 10.15), здійснюється особливими механізмами, званими кабестанами.

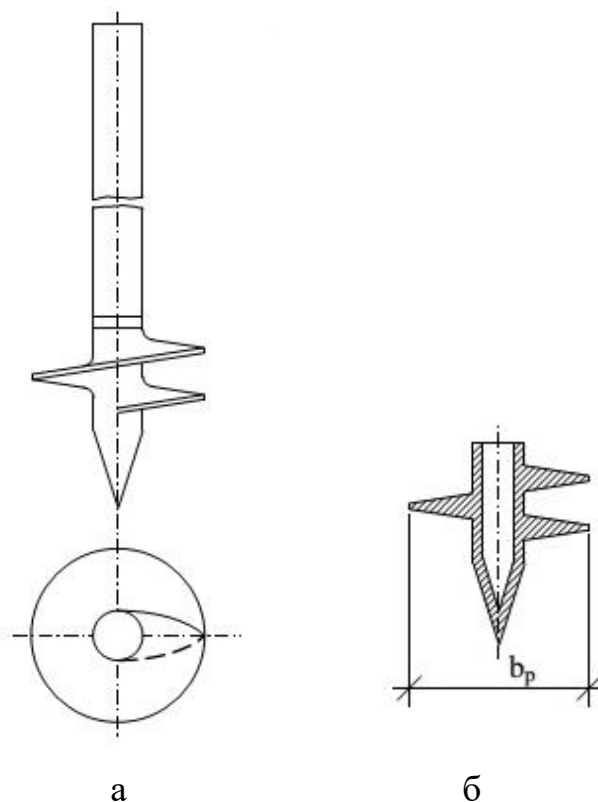


Рис. 10.15. Гвинтова паля: а – загальний вигляд; б – башмак

Довгий час фундаменти з забивних паль були найбільш дешевими із-зі недорогих електроносіїв, транспортування, завантажувально-розвантажувальних робіт, простої технології влаштування. В основному фундаменти з забивних паль виконувались під залізобетонні будівлі в 9...16 поверхів і розрахункове навантаження на палю приймалось 40...70 т залежно від поверховості будівлі, геологічних умов площадки будівництва та довжини палі.

За конструктивними особливостями *ці палі розділяються таким чином:*
за способом армування – з напруженою та ненапруженою арматурою з поперечним армуванням і без та ін.;

за формою поперечного перерізу – квадратні, прямокутні, квадратні з круглою порожниною, круглі з порожниною та ін.;

за формою поздовжнього перерізу – призматичні, пірамідальні, конусні та ін.;

за умовами занурення – цільні і з окремих ланок (палі з окремих ланок використовують у тих випадках, коли умови занурення і транспортування не дозволяють використати цільні палі. Елементи цих паль з'єднуються між собою в процесі забивки за допомогою болтів, зварювання та іншими методами);

за конструкцією нижнього кінця – без розширення, з розширенням, порожнисті з відкритим або закритим нижнім кінцем;

палі-колони – надземна частина цих паль є колоною будівлі.

Основні недоліки забивних паль: недоведення вістря палі до проектною відмітки (70...80% не доводять). Це викликано ущільненням ґрунту при зануренні палі, а також наявністю щільних прошарків ґрунту по геологічному розрізі; забивні палі в піски ні забивкою дизель-молотом, ні втисненням занурити не можна, вони руйнуються.

Набивні палі розміром поперечного перерізу 1,2 м включно та довжиною до 50 м влаштовують у свердловинах попередньо виконаних в ґрунті на будівельному майданчику.

Ці палі поділяють:

за матеріалом – бетонні (бетон марки не нижче В15); залізобетонні; ґрунтові, включаючи піщані та щебеневі; ґрунтовапняні та ґрунтоцементні;

за формою поперечного перерізу – суцільні і порожнисті.;

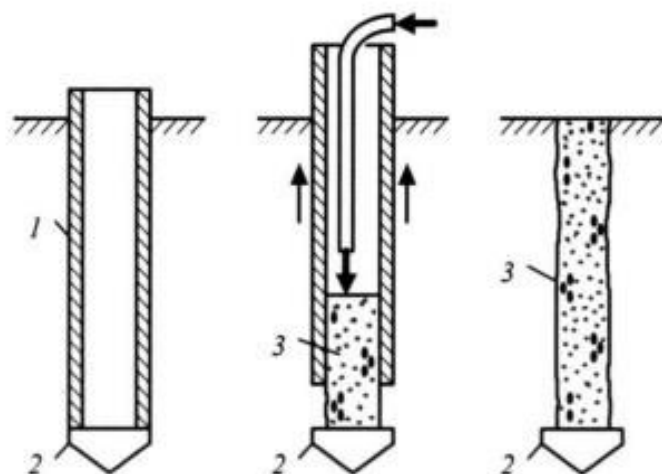
за формою поздовжнього перерізу – циліндричні, пірамідальні, конічні;

за способом влаштування виготовлення ці палі розділяються таким чином:

набивні – виготовляють шляхом занурення інвентарних труб з подальшим їх вийманням і одночасним заповненням свердловини бетонною сумішшю (труби обладнані наконечниками, що залишаються в ґрунті) рис.10.16;

набивні віброштамповані – виготовляють у пробитих свердловинах шляхом заповнення їх жорсткою бетонною сумішшю, яка ущільнюється віброштампом (в основному в ґрунтах, які утримують стінки, в протилежному випадку необхідно підтримувати стінку в рівновазі за допомогою глинистого розчину, який витісняється під час бетонування свердловини);

набивні у виштампованому ложі – бетонують виштамповані в ґрунті свердловини пірамідальної або конічної форми рис.10.17.

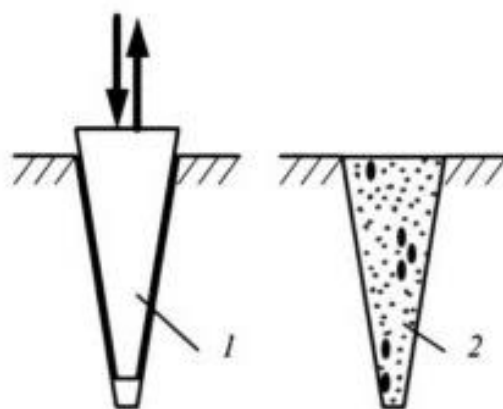


а

б

в

Рис. 10.16. Влаштування набивної палі шляхом занурення інвентарних сталевих труб: а – забивання сталеві труби на проектну глибину; б – укладання бетонної суміші та витягання труби; в – готова палі; 1 – сталеві труба; 2 – залізобетонний башмак; 3 – бетонна суміш

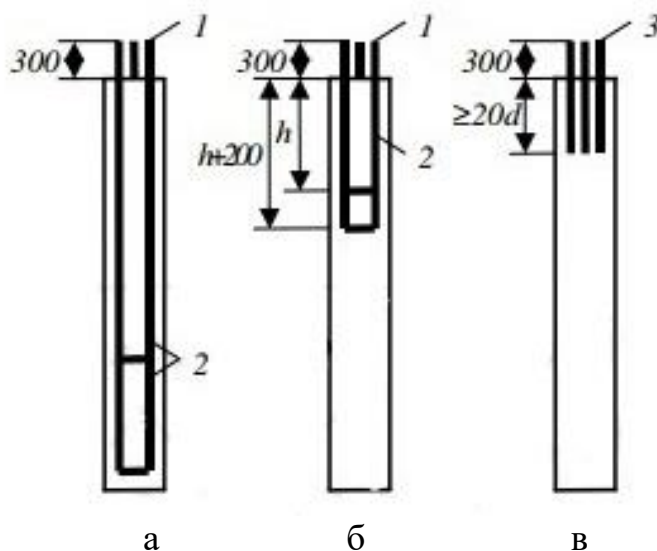


а

б

Рис. 10.17. Влаштування набивної палі у виштампованому ложі: а – виштамповане ложе; б – готова палі; 1 – штамп; 2 – бетонна суміш

за способом армування – армовані каркасами або жорсткою арматурою на всю довжину ствола палі; армовані у верхній частині ствола палі; без армування рис. 10.18.



а

б

в

Рис. 10.18. Способи армування набивних а – на всю глибину палі; б верхньої частини палі; в – без армування; 1 – випуски арматури; 2 – арматурні каркаси; 3 – окремі стержні; d – діаметр робочої арматури; h – глибина, до якої залягають ґрунти, що зумовлюють особливості геологічної будови та гідрологічних умов будівельного майданчика

Бурові палі – влаштовуються бетонуванням пробурених свердлових. Бурові палі, що мають розмір поперечного перерізу 1,2 м включно та довжиною до 50м, так само як і набивні влаштовують безпосередньо на будівельному майданчику.

За формою поперечного і поздовжнього перерізу та способу армування бурові палі аналогічні набивним.

За способом влаштування ці палі розділяються на:

За технологією виготовлення ці палі розділяються на:

буронабивні (з розширеннями і без них) – виготовляють шляхом бетонування пробурених свердловин (рис. 10.19) (у глинистих ґрунтах вище рівня ґрунтових вод без кріплення стінок свердловин, а у водонасичених ґрунтах і пісках стінки свердловин утримують в рівновазі інвентарними обсадними трубами або глинистим розчином);

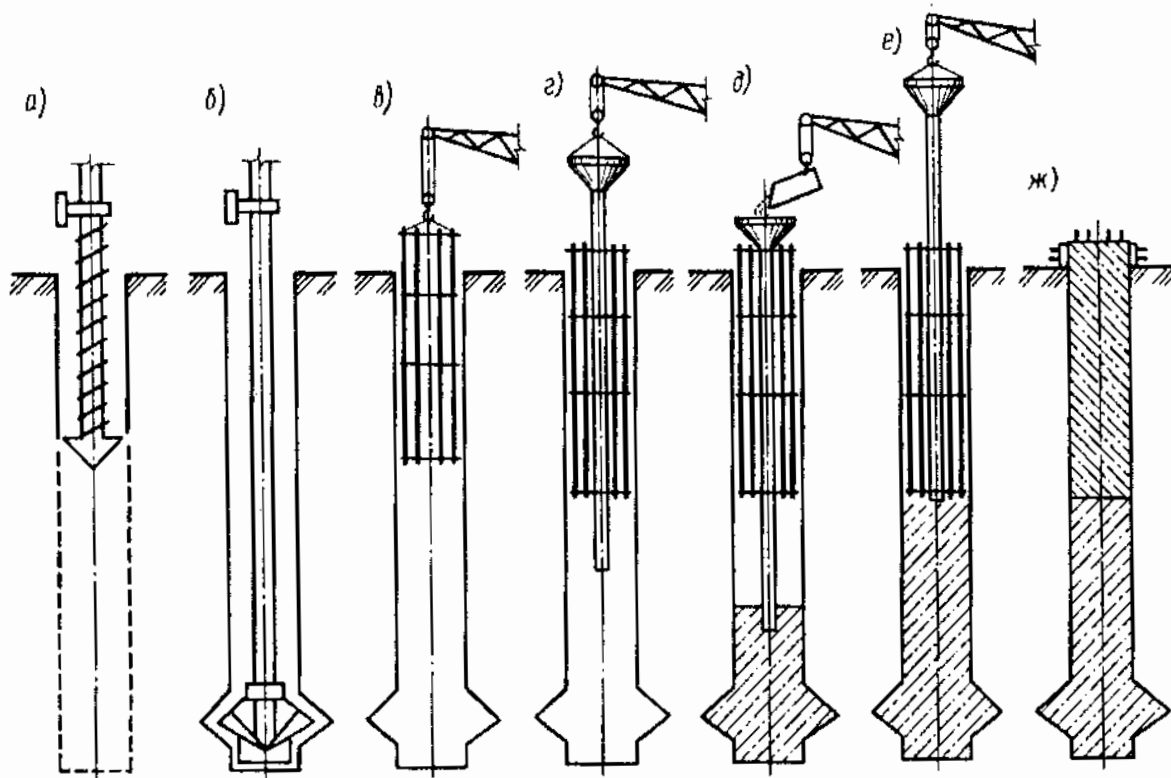


Рис.10.19. Послідовність виготовлення буронабивних паль без оболонок:
а – буріння свердловини; б – влаштування розширення механічним способом (і не тільки); в – встановлення арматурного каркаса; г – опускання в свердловину бетонолитної труби; д – заповнення свердловини бетонною сумішшю; е – витягання бетонолитної труби з вібрацією; ж – формування голови палі в інвентарному кондукторі

Буронабивні палі застосовують в складних інженерно-геологічних умовах, коли необхідно прорізати слабкі відкладення, що містять включення валунів, гравію, гальки при реконструкції будинків і підсиленні фундаментів, в

місцях примикання до існуючих споруд. Також буронабивні палі незамінні при влаштуванні підпірних стін. Ці палі є найбільш поширеними у світі. Фундаменти з них є надійними, сприймають великі навантаження, легко контролюються в процесі будівництва. Буронабивні палі виконуються діаметром 630...3000 мм, глибиною до 100 м в будь-яких геологічних умовах;

буронабивні порожнисті круглого перерізу, влаштовані із застосуванням багатосекційного вібрсердечника;

буронабивні з ущільненим забоем, влаштованим шляхом утрамбовування в забій свердловини щебеню або жорсткого бетону рис. 10.20.б

буронабивні з камуфлетною п'ятою – відрізняються від буронабивних тим, що в нижній частині свердловини розширення утворюють вибухом рис. 4.10;

буроопускні – в пробурених свердловинах монтують збірні залізобетонні елементи у вигляді паль;

буроін'єкційні, які влаштовують шляхом заповнення вертикальних або похилих свердловин цементно-піщаним розчином під тиском рис. 10.20.а, внаслідок чого виходить дуже нерівна поверхня, забезпечуючи добре зчеплення паль з навколишнім ґрунтом.

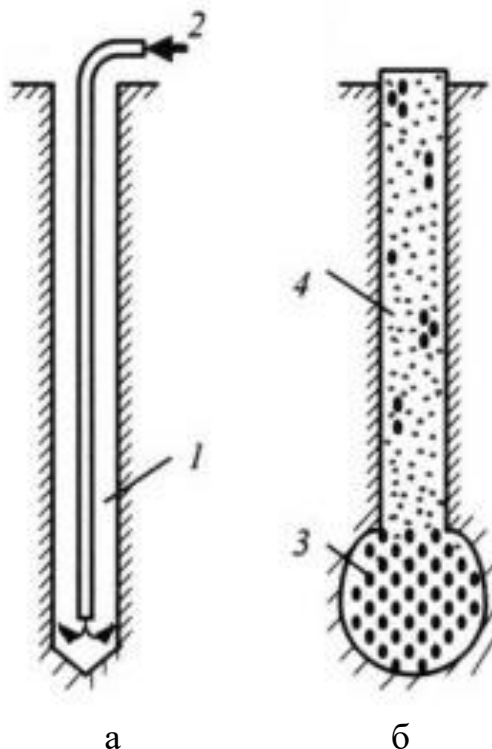


Рис. 10.20. Буроін'єкційна паля (а) та буронабивна паля з ущільненим забоем (б): 1 – пробурена свердловина діаметром 0,15...0,25м;

2 – нагнітання під тиском цементно-піщаного розчину;

3 – ущільнений щебінь; 4 – бетонна суміш

Така технологія при малих діаметрах паль (від 60...80 до 180...200 мм) і великій їх довжині (до 30м) у поєднанні з нерівною поверхнею додають цим палям схожість з корінням дерев, тому їх ще називають *кореневидними палями* (рис. 10.21).

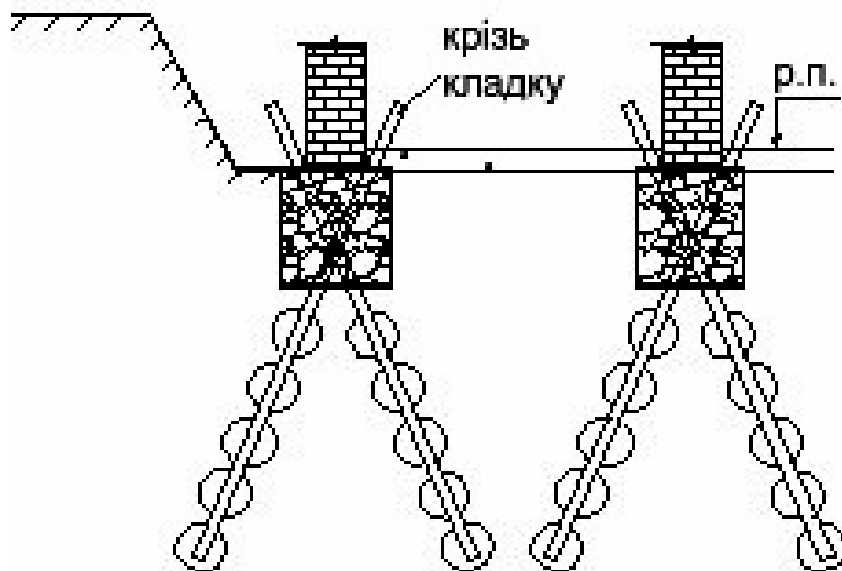


Рис.10.21. Схема бурін'єкційних кореневидних паль

Використовуються бурін'єкційні палі для посилення фундаментів існуючих будівель, як анкерні палі при випробуванні паль статичним навантаженням.

Недоліки набивних і буронабивних паль. Якщо виготовляти ці палі без обсадної труби – це може спричинити обвалення стінок свердловини як при бурінні, так і в процесі тверднення бетону (найгірше, оскільки не піддається перевірці). Існує проблема видалення шламу, який перешкоджає зануренню каркаса, при бетонуванні шлам може спливати і створювати ґрунтові пробки, тим самим послаблювати січення палі (рис. 10.22).

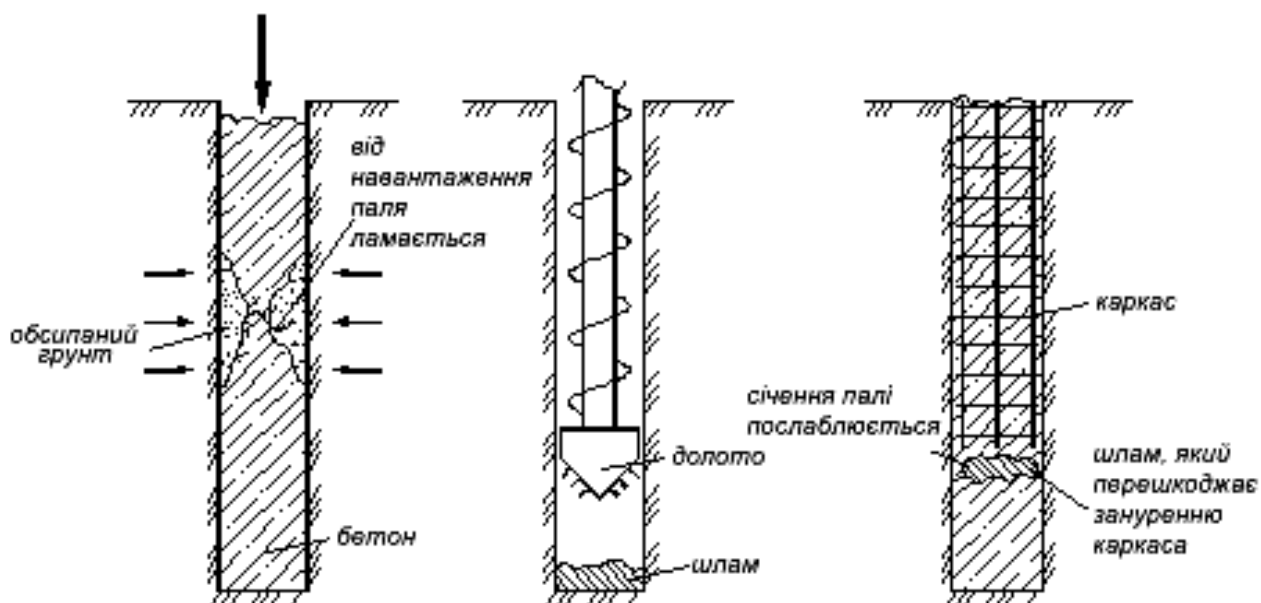


Рис. 10.22. Недоліки набивних і буронабивних паль

Також до недоліків відносять: трудність контролю якості; схильні до дії агресивних вод, щоб уникнути, цього також застосовують оболонки (невитягувані); порційність подачі бетонної суміші при ущільненні трамбуванням, що значно подовжує і ускладнює процес виготовлень таких паль; великий склад робочої бригади.

Переваги набивних і буронабивних паль: економічність (мала витрата арматури); можливість виготовлення нестикових паль великої довжини; необхідність армування палі лише на дію експлуатаційних навантажень; велика несуча здатність; можливість проведення робіт із зведення фундаментів поблизу існуючих будівель та споруд, для збереження яких недопустимий струс ґрунтової основи.

10.4. Основні положення проектування пальового фундаменту

При виконанні проекту пальового фундаменту використовують наступні вихідні дані: матеріали інженерно-геологічних випробувань; результати зондування та випробування паль за навантаженнями; інженерні дані про споруду.

Розрахунок палевих фундаментів та їх основ проводять за двома групами граничних станів:

за першою групою – за міцністю паль та пальових ростверків, за несучою здатністю, за стійкістю основи пальових фундаментів в цілому при дії горизонтальних або висмикуючих навантажень.

за другою групою – за абсолютними осадками та нерівномірністю осадок основ пальових фундаментів, за переміщеннями паль від сумісної дії навантажень і моментів, за утворенням та розкриттям тріщин в елементах залізобетонних конструкцій пальових фундаментів.

За *першою* групою граничних станів перевіряють зусилля, що діють в палі згідно з формулою:

$$N_p \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = F_R,$$

де N_p – розрахункове навантаження першої групи граничних станів, що передається на окрему палю;

F_d – несуча здатність палі за міцністю ґрунту основи;

γ_k – коефіцієнт надійності, що залежить від способу визначення несучої здатності паль. Приймається: $\gamma_k=1,4$ – при визначенні несучої здатності палі розрахунковим методом; $\gamma_k=1,25$ – при зондуванні і виконанні динамічних випробувань паль; $\gamma_k=1,2$ – при виконанні випробувань паль статичним пробним навантаженням;

F_R – сила розрахункового опору палі за матеріалом.

При визначенні (розрахункового навантаження *першої* групи граничних станів) N_p враховується навантаження, що діє на обрізі фундаменту, а також навантаження від власної ваги фундаменту та ґрунту на його уступах.

За *другою* групою граничних станів обмежуються абсолютна осадка S та нерівномірність осадки $\frac{\Delta S}{L}$ основи пальових фундаментів, тобто при проектуванні перевіряють умови:

$$S \leq S_u$$
$$\left(\frac{\Delta S}{L} \right) \leq \left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u,$$

де S_u – гранично допустима абсолютна осадка споруди;

$\left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u$ – гранично допустима відносна нерівномірність осадок споруди.

S_u та $\left(\frac{\Delta S}{L} \right)_u$ приймають згідно завдання на проектування, у випадку відсутності завдання їх вибирають згідно із ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд".

Пальовий фундамент проектують у такій послідовності:

- аналізують вихідні дані (матеріали інженерно-геологічних і гідрологічних вишукувань; фізико-механічні властивості ґрунтів основи; конструктивну схему проектованої споруди; дані про підземну частину, споруди; навантаження, що діють на фундамент; умови будівельного майданчика; можливості будівельної організації, на підставі чого призначають вид паль та основні параметри пальового фундаменту (матеріал і довжину паль, розміри їх поперечного перерізу, глибину закладання ростверку та ін.);
- обчислюють розрахункову несучу здатність ґрунту основи прийнятої палі за умови, що вона працює як поодинокі;
- знаходять необхідну кількість паль у пальовому фундаменті або відстань між ними (стрічковий фундамент), виходячи з розрахункового навантаження для розрахунків за першою групою граничних станів (за несучою здатністю), що передається на палю;
- розміщують палі в плані і конструюють ростверк;
- виконують перевірку розрахункового навантаження (враховуючи вагу ростверку та ґрунту на його уступах) для розрахунків за першою групою граничних станів, що припадає на кожну палю;
- при необхідності пальовий фундамент з висячих паль перевіряють розрахунком за другою групою граничних станів (за деформаціями) на осідання, попередньо зіставивши тиск по підшві умовного пальового фундаменту з розрахунковим тиском;
- при дії горизонтальних сил і моментів для паль з високим ростверком виконують розрахунок горизонтальних переміщень і кутів повороту голів паль;

- за результатами перевірених розрахунків уточнюють остаточні конструктивні розміри фундаменту;
- проектують пальовий ростверк;
- підбирають обладнання для занурювання або влаштування паль і для забивних паль визначають розрахункову відмову.

10.5. Призначення основних параметрів пальового фундаменту

Вид паль призначають з врахування характеру напластування ґрунтів. При значних напластування слабких ґрунтів використовують висячі палі (палі тертя).

Довжина палі залежить від ґрунтових умов площадки будівництва та рівня розміщення підосви ростверку. Нижній кінець палі слід заглиблювати в міцні ґрунти, прорізаючи слабкі шари ґрунтів основи. Вістря палі згідно нормами занурюють не менше 0,5 м – для великоуламкових ґрунтів, пісків гравіюватих, крупних та середньої крупності, а також глинистих ґрунтів з показником текучості $I_L \leq 0.1$; в інші нескельні ґрунти – 1 м (рис. 10.23). За наявності шару торфу нижній кінець палі повинен бути занурений не менше ніж на 2 м нижче підосви шару торфу.

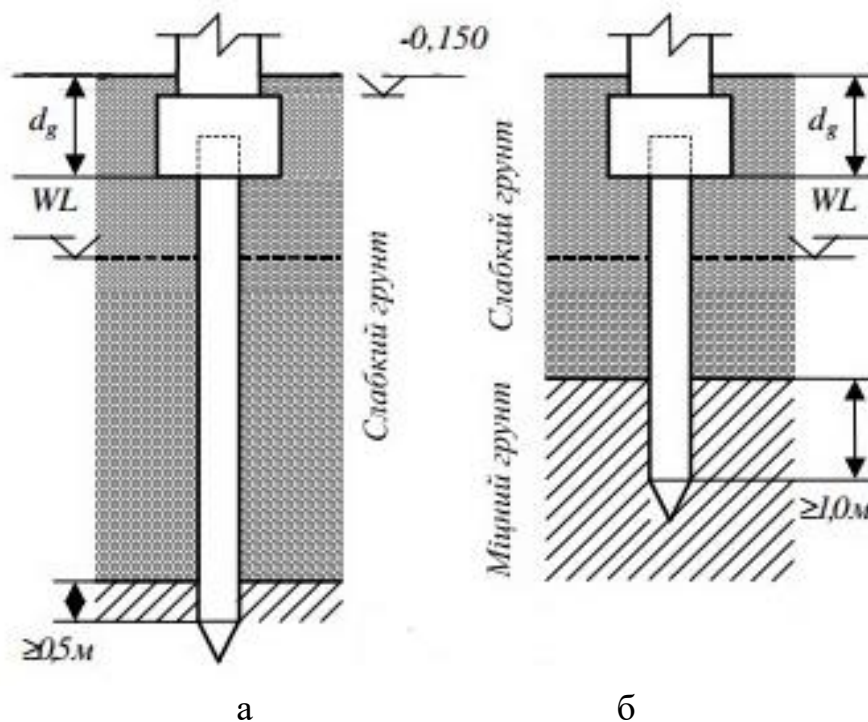


Рис. 10.23. Розрахункові схеми висячої палі для випадків, коли під її нижнім кінцем залягають великоуламкові ґрунти, піски гравіюваті, крупні та середньої крупності, глинисті ґрунти з $I_L \leq 0.1$ (а) або інші будь-які нескельні ґрунти (б):

d_g – глибина закладання підосви ростверку; WL – рівень ґрунтових вод

При цьому економічно та практично вигідніше застосовувати меншу кількість довгих паль ніж більшу кількість коротких.

Довжину полі розраховують за формулою:

$$L = \Delta_z + \sum h_{qi} + h_z,$$

де Δ_z – величина заробки палі у ростверк;

$\sum h_{qi}$ – висота прорізуваних палею шарів ґрунту;

h_z – глибина занурення палі в несучий шар.

Мінімальну довжину паль при центральному стискаючому навантаженні зазвичай приймають не менше 3м, при додатковій дії горизонтального навантаження та моменту – не менше 4м.

Вибір матеріалу паль зумовлений гідрологічними умовами та особливостями району будівництва. Основними матеріалами для паль є бетон та залізобетон. Такі палі застосовують незалежно від рівня ґрунтових вод і в будь-яких ґрунтах. Дерев'яні палі допускаються до застосування при закладанні їх нижче рівня ґрунтових вод. Сталеві палі, переважно гвинтові, використовуються у виключних випадках, коли технічно неможливе застосування всіх інших видів паль (дуже щільні ґрунти).

Поперечний переріз забивних паль приймають залежно від їх довжини. Поперечний переріз залізобетонних готових паль приймають відповідно до чинного сортаменту індустріальних виробів (див табл. 4.1).

Тип ростверку (див рис. 4.4) визначають залежно від особливостей будівлі та конструктивних особливостей споруди.

Матеріалом для виготовлення ростверків пальових фундаментів переважно слугує залізобетон. Ростверки можуть бути збірними, що встановлюють на змонтовані на куцах паль і поодиноких палях збірні залізобетонні оголовки (рис. 10.24.г), та монолітними. Збірні та монолітні ростверки для більшості будівель та споруд проектується з важкого бетону класу не нижче С12/15. Для мостів, гідротехнічних споруд і опор великих переходів повітряних ліній електропередач клас бетону збірних і монолітних ростверків приймають відповідно С20/25 і С12/15.

Сполучення пальового ростверку з палями приймають як шарнірним, так і жорстким. Шарнірне сполучення ростверку з палями повинно враховуватись у розрахунках умовно як шарнірне сполученні і при монолітних ростверках виконують шляхом замурування голови палі в ростверк на глибину $\Delta_z = 50...100$ мм (рис. 10.24.а). Така величина замурування необхідна з метою забезпечення рівномірної передачі навантажень по всьому перерізу палі. Замурування випусків арматури палі в ростверк в цьому випадку не обов'язкове.

При жорсткому сполученні пальового ростверку з палями верхні кінці паль замурують у тіло ростверку на глибину, що визначається розрахунком. Для залізобетонних паль і монолітного залізобетонного ростверку цей вид

сполучення забезпечується дотриманням наступних конструктивних вимог: при передачі на палі вертикального стискаючого навантаження – замурування голови палі в ростверк на глибину, не меншу поперечному перерізу палі (рис. 10.24.б); при дії на палі вертикального розтягуючого або горизонтального навантажень – ствола палі не менше, ніж на 100мм, а випусків стержнів оголеної поздовжньої робочої арматури палі – не менше, ніж на 400мм (рис. 10.24.в). Величина замурування випусків арматури має бути не менше 30 діаметрів, якщо вона має періодичний профіль, і 40 діаметрів при гладкому профілі. У фундаментах опор мостів голови залізобетонних паль заводять у тіло ростверку не менше, ніж на 2 діаметра палі при $d \leq 0,6\text{ м}$, і не менше, ніж на 1,2 м при $d > 0,6\text{ м}$.

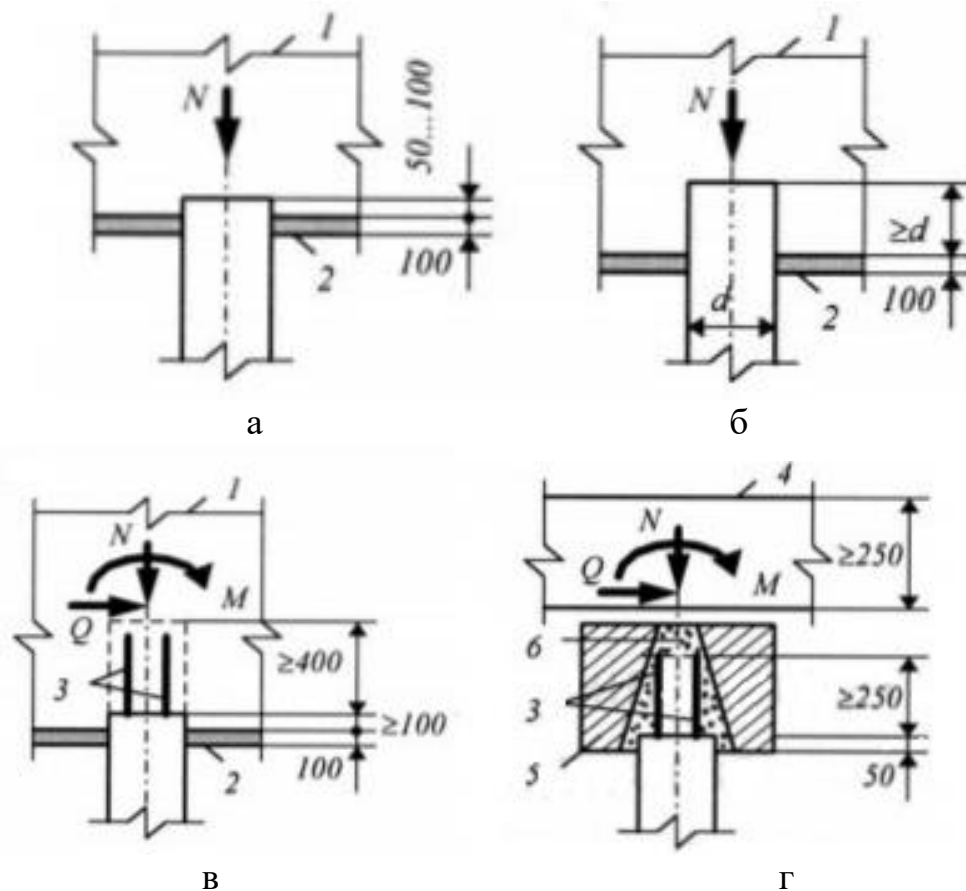


Рис. 10.24. Приклади конструктивного рішення сполучення залізобетонної палі з монолітним і збірним залізобетонним ростверками:

- а – шарнірне сполучення; б, в, г – жорстке сполучення;
 1 – монолітний залізобетонний ростверк; 2 – підготовка з шару щебеню втрамбованому в ґрунт і политого розчином, або бетону з пониженим вмістом в'язучих; 3 – випуски поздовжньої арматури палі;
 4 – збірний залізобетонний ростверк; 5 – збірний залізобетонний оголовок; 6 – замонолічування оголовка бетоном.

У збірних залізобетонних ростверках за проміжний елемент між головою палі та балкою ростверку використовують встановлені на палю збірні залізобетонні оголовки (рис. 10.24.г). Жорсткість сполучення пального ростверку з палями забезпечують зварюванням закладних деталей ростверку та

оголовка сталевими накладками й подальшим замоноличуванням зазорів бетоном.

Глибину закладання низького ростверку приймають залежно від тих самих факторів, що і в фундаментах мілкового закладання. В здимальних ґрунтах значення глибини закладання повинно бути не менше розрахункової глибини промерзання d_f .

При визначенні глибини закладання низького ростверку під збірні залізобетонні та сталеві колони основним як правило виступає конструктивний фактор: у першому випадку – забезпечення необхідного замурування колони у виконаному в складі конструкції ростверку підколіннику з стаканною частиною (рис. 10.25); у другому випадку – необхідність розміщення башмаків колон з можливістю подальшого їх обетонування до рівня підлоги.

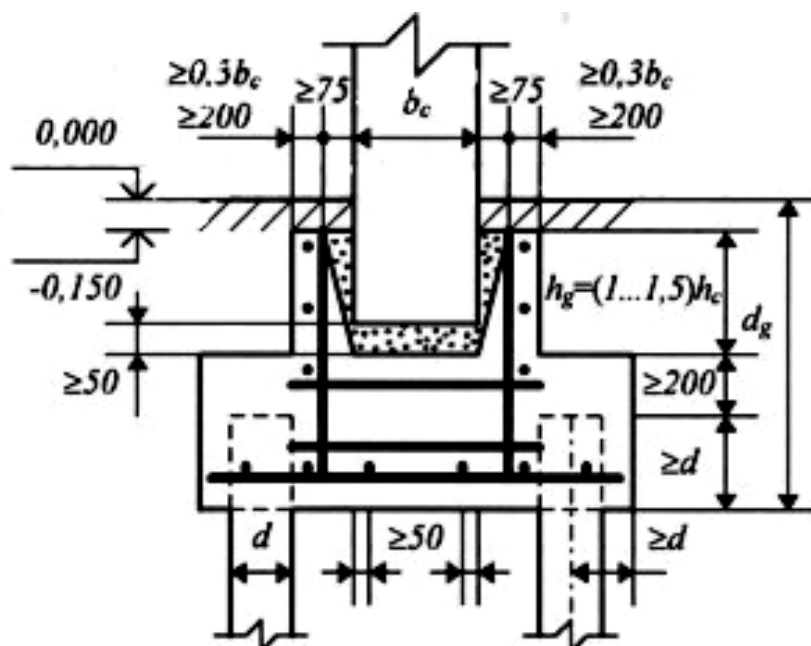


Рис. 10.25. Пальовий фундамент під збірну залізобетонну колону

10.6. Визначення несучої здатності паль

Розрізняють несучу здатність паль за міцністю і несучу здатність палі за рахунок опору ґрунту, в який занурюють палі.

Для паль-стійок особливу увагу приділяють розрахунку несучої здатності за міцністю матеріалу. Для висячих паль – розрахунку за опором ґрунту. Розрахунок палевих фундаментів виконують за несучою здатністю основи і міцністю матеріалу палі, а також за деформаціями основи і розкриттям тріщин залізобетонних паль.

Визначення несучої здатності паль за матеріалом.

Несучу здатність залізобетонних паль за міцністю матеріалу визначають відповідно до норм проектування залізобетонних конструкцій. При цьому паля розглядається як центрально-стиснутий стержень, без врахування поперечного вигину (рис. 10.26). Залізобетонні палі як фундамент добре працюють на стиск і

можуть сприймати великі зусилля за матеріалом. При складуванні, транспортуванні, підйомі на копер і забиванні вони можуть бути пошкоджені, тому їх захищають поздовжнім арматурним каркасом і розраховують на дію поздовжніх і поперечних сил, згинаючих моментів.



Рис. 10.26. Схема визначення несучої здатності паль за матеріалом

Розрахункове навантаження допустиме на залізобетонну палю за матеріалом визначають за формулою:

$$F_d = \gamma_c \varphi (\gamma_{cb} \cdot R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s),$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи, що враховує вплив способу виконання пальових робіт і визначається за табл. 10.2.;

$\varphi = 0,8-1,0$ – коефіцієнт умов роботи ростверку залежно від типу – високий, низький;

γ_{cb} – коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує можливість виготовлення бетонних і залізобетонних паль у вертикальному положенні (відповідно до будівельних норм з проектування бетонних і залізобетонних конструкцій $\gamma_{cb} = 0,85$);

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури на стиск;

A_b – площа поперечного січення бетону;

A_s – площа поперечного січення арматури.

Таблиця 10.2.

Значення коефіцієнт умов роботи γ_c , що враховує вплив способу виконання пальових робіт

Спосіб виконання пальових робіт	Коефіцієнт γ_c
У глинистих ґрунтах, показник текучості яких дозволяє бурити свердловини та бетонувати їх насухо без кріплення стінок, при положенні рівня ґрунтових вод у період будівництва нижче нижнього кінця паль	1,0
У ґрунтах, буріння свердловин та бетонувати в яких здійснюють насухо із застосуванням вилучуваних обсадних труб	0,9
У ґрунтах, буріння свердловин та бетонувати в яких здійснюють за наявності в них води із застосуванням вилучуваних обсадних труб.	0,8
У ґрунтах, буріння свердловин та бетонувати в яких виконують під глинистим розчином або під надлишковим тиском (без обсадних труб)	0,7

Для визначення несучої здатності одинокої палі за матеріалом існує декілька методів:

за даними випробувань залізобетонних паль і натуральних умовах статичними і динамічними навантаженнями;

з допомогою таблиць нормативних документів (практичний метод);

за даними зондування ґрунту.

Визначення несучої здатності палі за ґрунтом практичним методом.

Палі-стояки.

Несуча здатність набивної палі і бурової палі, що опирається на малостискаємий ґрунт (тобто $E \geq 50$ МПа) визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A,$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають рівним 1;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі;

A – площа обпирання палі на ґрунт, що приймається для суцільних паль як площа поперечного січення нетто, а для полих паль (в разі відсутності заповнення порожнини бетону) як брутто.

Для всіх видів забивних паль, що опираються на скельні та малостискувані ґрунти, $R = 20000 \text{ кПа}$.

Для набивних та бурових паль, паль-оболонки, зароблених в несучий шар не менше ніж на 0,5 м, R визначають за формулою:

$$R = \frac{R_{c.n.}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right),$$

де $R_{c.n.}$ – нормативне значення межі міцності на осьове стискання

скельного ґрунту в водонасиченому стані;

$\gamma_g = 1,4$ – коефіцієнт надійності за ґрунтом;

l_d – глибина заробки палі несучий шар;

d_f – зовнішній діаметр частини палі заробленої в скельний ґрунт.

Розрахунковий опір палі за ґрунтом визначається за формулою:

$$F_{RS} = \frac{F_d}{\gamma_g}.$$

Висячі палі.

Несуча здатність залежить від опору ґрунту на її бічній поверхні і опору ґрунту під нижнім кінцем палі. Для визначення несучої здатності забивної висячої палі необхідно мати вихідні дані про інженерно-геологічні умови ґрунту основи, глибину занурення палі і розміри палі.

Несучу здатність визначають як суму розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі і по бічній поверхні (рис.10.27):

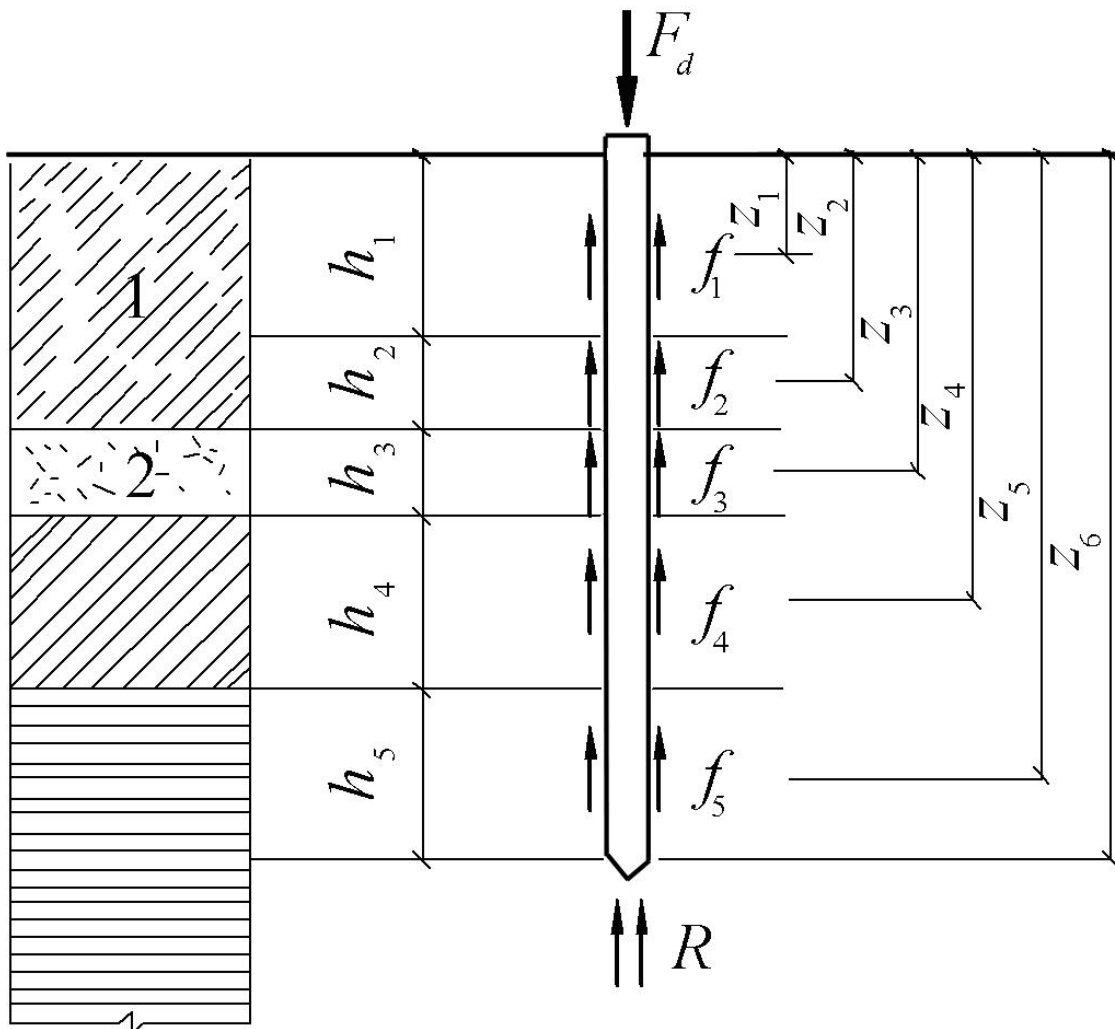


Рис. 10.27. Розрахункова схема визначення несучої здатності палі практичним методом

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i),$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, який приймають $\gamma_c = 1$ в усіх випадках за виключенням обпирання набивної та бурової паль, а також палі оболонки, зануреної з вийманням ґрунту та заповненої бетоном, на глинисті ґрунти з коефіцієнтом водо насичення $S_r < 0,9$ і на лесові ґрунти, для яких $\gamma_c = 0,8$;

γ_{cR} – коефіцієнти умов роботи в ґрунті під нижнім кінцем палі, що приймають для забивної палі та палі-оболонки, зануреної без виймання ґрунту, за табл. 10.3; для набивної та бурової паль і паль-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту та заповненої бетоном $\gamma_{cR} = 1$ в усіх випадках, за виключенням палі з камуфлетним розширенням, для якої $\gamma_{cR} = 1,3$, і палі з розширеною п'яною, бетонованою підводним способом, для якої $\gamma_{cR} = 0,9$;

Таблиця 10.3.

Значення коефіцієнтів умов роботи ґрунту γ_{cR} і γ_{cf}
при розрахунку несучої здатності палі
(ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти))

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки, які зануренні без виймання ґрунту	Коефіцієнти умов роботи ґрунту	
	під нижнім кінцем γ_{cR}	на бічній поверхні γ_{cf}
1. Занурення суцільних і порожніх з закритим нижнім кінцем паль механічними, (підвісними), пароповітряними дизельними молотами	1,0	1,0
2. Занурення забиванням і вдавленням попередньо пробурені лідируючи свердловини з зануренням кінця палі не менше 1м нижче забою свердловини при її діаметрі:		
рівному стороні квадратної палі	1,0	0,5
на 0,05м менше сторони квадратної палі	1,0	0,6
на 0,15м менше сторони квадратної чи діаметра палі круглого січення (для опор ліній електропередачі)	1,0	1,0
3. Занурення з підмивом в піщані ґрунти при умові добивання палі на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м и більше	1,0	0,9

4. Віброзанурення паль-оболонки, віброзанурення і вібровтиснення паль в ґрунти: піщані середньої щільності:		
▪ крупні і середньої крупності	1,2	1,0
▪ мілкі	1,1	1,0
▪ пилюваті	1,0	1,0
пилювато-глинисті з показником текучості $I_L = 0,5$:		
▪ супіски	0,9	0,9
▪ суглинки	0,8	0,9
▪ глини	0,7	0,9
пилювато-глинисті з показником текучості $I_L \leq 0,5$	1,0	1,0
5. Занурені молотами будь-якої конструкції порожніх залізобетонних паль з відкритим нижнім кінцем:		
при діаметрі порожнини палі 0,4м і менше	1,0	1,0
те ж, від 0,4 до 0,8м	0,7	1,0
6. Занурені будь-яким способом порожніх паль круглого січення з закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з наступним влаштуванням в нижньому кінці палі камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в пилювато-глинистих ґрунтах з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення , рівному:		
1,0 м незалежно від вказаних видів ґрунту	0,9	1,0
1,5 м в пісках, супісках	0,8	1,0
1,5 м в суглинках і глинах	0,7	1,0
7. Занурення втисненням паль:		
в піски середньої щільності, крупні, середньої крупності і мілкі	1,1	1,0
в піски пилюваті	1,1	0,8
в пилювато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$	1,1	1,0
те ж, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0

Примітка. Коефіцієнти γ_{CR} і γ_{CF} для пилювато-глинистих ґрунтів з показником текучості $0,5 > I_L > 0$ визначаються інтерполяцією.

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що визначають за табл.10.4 для забивної палі та палі-оболонки, $кПа$;

A – площа обпирання на ґрунт палі або палі-оболонки, $м^2$;

u – периметр поперечного січення палі або зовнішній діаметр поперечного січення палі, $м$;

Таблиця 10.4.

Розрахункові опори ґрунтів під нижнім кінцем забивних паль, R, кПа
(ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти))

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахункові опори під нижнім кінцем забивних паль, R, кПа						
	пісків середньої щільності						
	гравію- ватих	крупних	-	середньої крупності	мілких	пилу- ватих	-
	глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L , що дорівнює						
	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3	7500	$\frac{6600}{4000}$	3000	3100	2000	1100	600
4	8300	$\frac{6800}{4000}$	3800	3200	2100	1250	700
5	8800	$\frac{7000}{6200}$	4000	$\frac{3400}{2800}$	$\frac{2200}{2000}$	1300	800
6	9250	$\frac{7150}{6550}$	4150	$\frac{3550}{3050}$	$\frac{2300}{2100}$	1350	825
7	9700	$\frac{7300}{6900}$	4300	$\frac{3700}{3300}$	$\frac{2400}{2200}$	1400	850
8	9967	$\frac{7433}{7033}$	4533	$\frac{3800}{3367}$	$\frac{2467}{2267}$	1433	867
9	10233	$\frac{7567}{7167}$	4767	$\frac{3900}{3433}$	$\frac{2533}{2333}$	1467	883
10	10500	$\frac{7700}{7300}$	5000	$\frac{4000}{3500}$	$\frac{2600}{2400}$	1500	900
11	10740	$\frac{7800}{7340}$	5120	$\frac{4080}{3600}$	$\frac{2660}{2500}$	1530	920
12	10980	$\frac{7900}{7380}$	5240	$\frac{4160}{3700}$	$\frac{2720}{2600}$	1560	940
13	11220	$\frac{8000}{7420}$	5360	$\frac{4240}{3800}$	$\frac{2780}{2700}$	1590	960
14	11460	$\frac{8100}{7460}$	5480	$\frac{4320}{3900}$	$\frac{2840}{2800}$	1620	980
15	11700	$\frac{8200}{7500}$	5600	$\frac{4400}{4000}$	2900	1650	1000

Примітка: 1. В чисельнику приведені значення R для пісків, в знаменнику – для глинистих ґрунтів.

2. Для проміжних глибин занурення паль та значень показника текучості I_L глинистих ґрунтів значення R визначається за інтерполяцією.

3. Для щільних пісків значення R слід збільшити на 60%.

Таблиця 10.5.

Значення коефіцієнта γ_{cf} для набивних і бурових паль,
а також паль-оболонки, занурених з вийманням ґрунту
(ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти))

Види паль і способи їх влаштування	Значення γ_{cf} при ґрунтах			
	пісках	супісках	суглинках	глинах
Набивні, що влаштовують шляхом занурення інвентарної труби з башмаком (наконечником)	0,8	0,8	0,8	0,7
Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
Бурові, в тому числі з розширенням, що бетонують:				
При використанні води у свердловині(сухим способом), а також при використанні інвентарних обсадних труб	0,7	0,7	0,7	0,6
Під водою або під глинистим розчином	0,6	0,6	0,6	0,6
Жорсткими бетонними сумішами, вкладеними за допомогою глибинної вібрації	0,8	0,8	0,8	0,7
Буронабивні порожнисті круглого перерізу, що влаштовують при відсутності води у свердловині за допомогою вібросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
Палі-оболонки занурені вібруванням із вийманням ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6

γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи в ґрунті відповідно по бічній поверхні палі, що приймають для забивної палі та палі-оболонки, зануреної без виймання ґрунту, за табл. 10.3; для набивної та бурової паль і паль-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту за табл. 10.5;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по бічній поверхні палі, $\kappaПа$, що визначають за табл. 10.6;

$h_i \leq 2m$ – товщина i -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею палі.

Таблиця 10.6.

Розрахункові опори ґрунтів по бічній поверхні забивних паль, f_i , кПа
(ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти))

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори по бічній поверхні забивних паль, f_i , кПа								
	пісків середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	мілких	пилуватих	-	-	-	-	-	-
	глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L , що дорівнює								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
7	60	43	32	25.5	18.5	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
9	63.5	45	33.5	26.5	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
11	66.4	47	34.8	27.2	19.2	10.2	8	7	6
12	67.8	48	35.6	27.4	19.4	10.4	8	7	6
13	69.2	49	36.4	27.6	19.6	10.6	8	7	6
14	70.6	50	37.2	27.8	19.8	10.8	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6

Примітка: 1. Для проміжних глибин занурення паль та значень показника текучості I_L глинистих ґрунтів значення f_i визначається за інтерполяцією.

2. При визначенні за таблицею шари ґрунтів слід розбивати на однорідні шари товщиною не більше 2 м. 3. Для щільних пісків значення f_i слід збільшити на 30%.

Незалежно від виду палі повинна виконуватись наступна умова:

$$F_{RS} = \frac{F_d}{\gamma_k} \geq N,$$

де N – розрахункове навантаження від споруди на одиночну палю;

F_d – несуча здатність одиночної палі за ґрунтом;

γ_k – коефіцієнт надійності, приймається залежно від способу визначення несучої здатності палі ($\gamma_k = 1,2$, якщо несуча здатність палі визначається за результатами польових випробувань статичним навантаженням);

$\gamma_k = 1,25$, якщо несуча здатність палі визначається за результатами статичного зондування, а також еталонною палею або палею-зондом; $\gamma_k = 1,4$, якщо несуча здатність палі визначається за результатами динамічних випробувань паль або за розрахунком).

Якщо в межах довжини зануреної частини палі залягає торф товщиною більше 30 см і можливе планування підсипкою або інше занурення палі (рис. 10.28), то f_i розміщеного вище підосви найвищого шару торфу приймається:

- при підсипках менше 2 м – для ґрунтової підсипки і шарів торфу $f_i = 0$, а для мінеральних насипних ґрунтів природного складу додатнім за ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти)
- при підсипках від 2 до 5 м для ґрунтів разом з підсипкою $f_i = 0,4 f_i$ взяті за ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти) із знаком "-", а для торфу – 0,5 із знаком "-";
- при підсипкою більше 5 м для ґрунту значення f_i згідно ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти) із знаком "-"; для торфу $f_i = -0,5$.

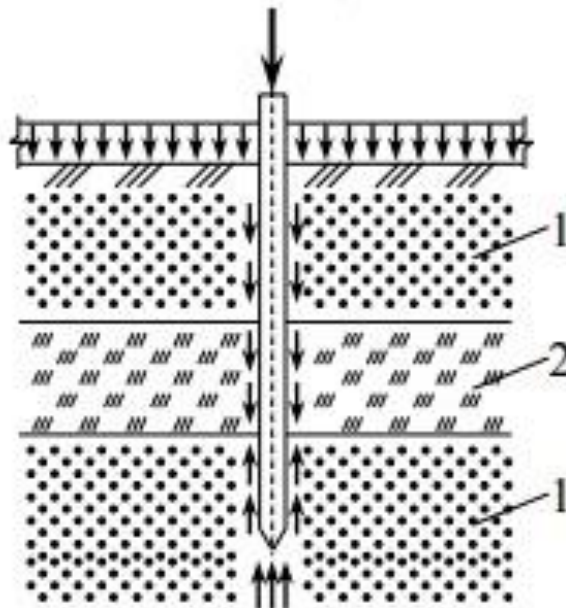


Рис. 10.28. Розвиток від'ємного тертя за бічною поверхнею палі:
1 – піщаний ґрунту середньої щільності, 2 – шар торфу

При дії сил від'ємного тертя розрахунок паль ведеться за другим граничним станом.

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + u \sum_{Z_0}^h \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i - u \sum_0^{Z_0} \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i \right),$$

де Z_0 – відстань від підосви ростверку до низу торфу.

Визначення несучої здатності палі за ґрунтом на висмикування розрахунковим методом.

Несуча здатність забивної палі за ґрунтом на висмикування визначається за формулою:

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i + \gamma_t G_r,$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймається $\gamma_c = 0,6$ при зануренні палі на глибину менше 4 м, $\gamma_c = 0,8$ при зануренні палі на глибину більше 4 м;

u – периметр поперечного січення палі або зовнішній діаметр поперечного січення палі;

γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи в ґрунті відповідно по бічній поверхні палі, що приймають для забивної палі та палі-оболонки, зануреної без виймання ґрунту, за табл. 10.3; для набивної та бурової палі і паль-оболонки, зануреної з вийманням ґрунту за табл. 10.5;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по бічній поверхні палі, кПа , що визначають за табл. 10.6;

$h_i \leq 2\text{ м}$ – товщина i -го шару ґрунту, що контактує з бічною поверхнею палі;

$$\gamma_t = 0,9;$$

G_t – вага палі.

Сила розрахункового опору на висмикування палі за ґрунтом визначається за формулою:

$$F_{RSu} = \frac{F_{du}}{\gamma_k},$$

$\gamma_k = 1,4$ – коефіцієнт надійності.

Випробування статичними навантаженнями починають не раніше ніж через 3...6 діб після їх занурювання, а при бетонування паль на місті їх влаштування – не раніше, ніж бетон досягне достатньої міцності (через 28 діб)

Випробування паль методом статичного навантаження проводять за допомогою установок, які використовуються для випробування ґрунту штампами (рис. 10.29.а)

Навантаження на палі передається за допомогою гідравлічного домкрату 4, який встановлюють на голові палі 1. Упором для домкрата служить металева балка 3; кінці балки кріплять хомутами до арматури анкерних паль 2, в якості яких служать палі, занурені поруч за проектом. При випробуванні анкерні палі працюють на висмикування. Необхідну кількість їх визначають в залежності від передбаченої несучої здатності палі. Паля завантажується ступенями по 50 кН. Кожний ступінь витримують до стабілізації (затухання) переміщень випробуваної палі, після чого навантаженні підвищують на

черговий ступінь. Осідання палі вимірюється прогиноміри 5, які встановлені на реперному пристрої. Точність вимірювання – 0,1 мм.

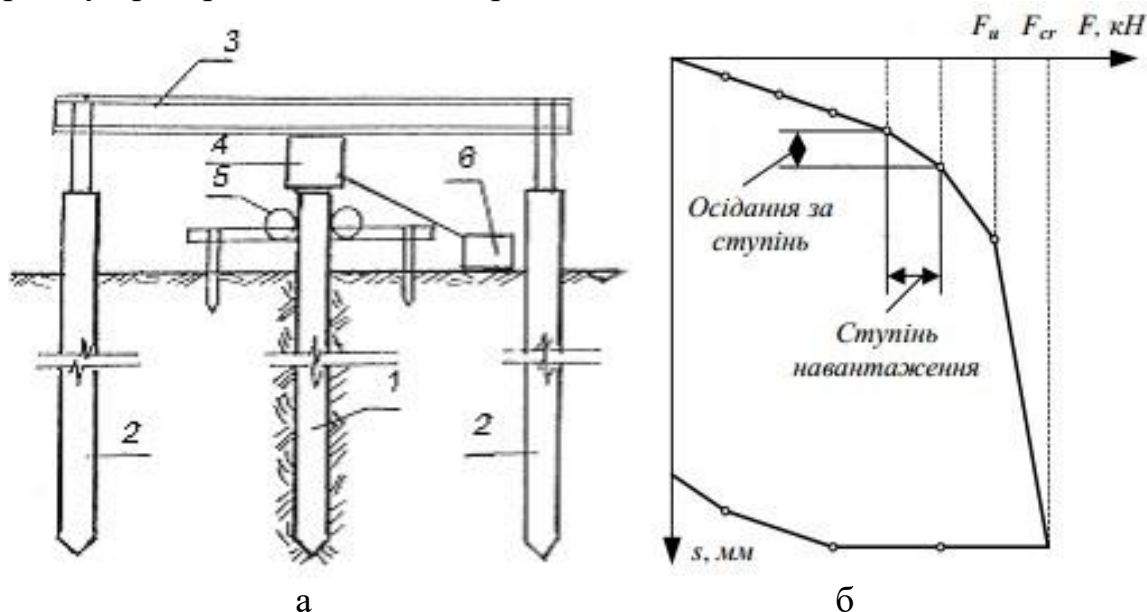


Рис. 10.29. Випробування паль статичним навантаженням:

а – схема установки, б – залежність $S = f(N)$; 1 – палі, 2 – анкерні палі; 3 – упорна балка; 4 – гідравлічний домкрат; 5 – прогиноміри; 6 – насосна станція, для обслуговування домкрата

За даними випробувань будують графік залежності осідання від навантаження і за ним визначають граничне навантаження на палю.

На рис.10.29, б наведено графік визначення граничного навантаження на палю. Точка на графіку кривої визначається за величиною осадки S , виходячи з умови

$$S = \xi \cdot S_{u,mt} ,$$

де ξ – перехідний коефіцієнт, що дорівнює 0,2;

$S_{u,mt}$ – гранична осадка фундаменту споруди згідно ДБН В.2.1-10-2009

Основи та фундаменти споруд.

Положення точки А на графіку визначає значення граничного опору палі F_u .

Несуча здатність палі за результатами випробувань статичним навантаженням визначають за формулою

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_g}$$

де γ_c – коефіцієнт умови роботи палі в ґрунті;

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом.

Незважаючи на складність і тривалість проведення випробувань пробних паль, а також велику вартість, натурні випробування більш точно відображають роботу пального фундаменту з урахуванням інженерно-

геологічних умов будівельного майданчика, а також подальшим коректуванням розрахунку фундаментів під будівлю або групу будинків.

Динамічний метод визначення несучої здатності палі.

Полягає у визначенні несучої здатності палі за величиною її відмови в ґрунті S_a на відмітці, близькій до проектної.

Метод відрізняється простотою і не вимагає додаткових витрат, тому що використовується обладнання для забивання палі, які є на площадці будівництва. Використовуючи таке обладнання можна визначити несучу здатність кожної палі, але цей метод визначення дає менш точні результати, тому що враховуються лише динамічні навантаження на палю, а статичні навантаження, що передаються на ґрунт спорудою під час її експлуатації, не враховуються.

Енергія удару молота, дорівнює масі молота m_1 , помноженій на висоту його падіння H , витрачається на подолання опору ґрунту при зануренні палі, на пружні деформації системи «молот-пала-ґрунт» і на залишкові деформації, що враховують руйнування голови палі під ударами (рис. 10.30.).

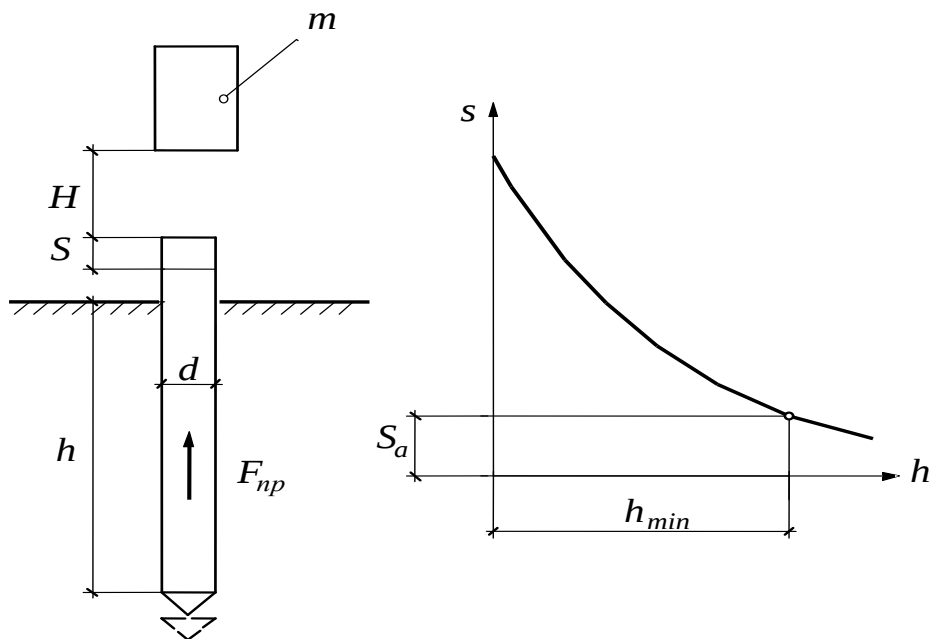


Рис. 10.30. Схема визначення несучої здатності палі динамічним методом.

У загальному вигляді ця залежність записується рівнянням таким чином:

$$m_1 \cdot H = F_{np} \cdot S_a + m_1 \cdot h + \epsilon \cdot m_1 \cdot H,$$

де $m_1 \cdot H$ – робота падаючого молота;

$F_{np} \cdot S_a$ – робота на занурення;

$m_1 \cdot h$ – робота на пружні деформації;

$\epsilon \cdot m_1 \cdot H$ – робота на непружні деформації;

$F_{i\delta}$ – граничний опір палі зануренню, кН;

S_a – відмова палі після «відпочинку» від одного удару молота, м;

h – висота відскоку ударної частини, м

ϵ – коефіцієнт, відновлення удару при забиванні палі.

З наведеного вище рівняння одержуємо формулу для визначення граничного опору палі безпосередньо на місці забивання залізобетонних паль молотами ударної дії із застосуванням оголовника або віброзанурювача:

$$F_d = \frac{\eta \cdot A \cdot M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4 \cdot E_d}{\eta \cdot A \cdot S_a} \cdot \frac{m_1 + \epsilon^2 (m_2 + m_3)}{m_1 + m_2 + m_3}} - 1 \right]$$

де η – коефіцієнт, що враховує пружні властивості матеріалу палі, приймається за табл.10.7, кН/м²;

A – площа палі, м²;

M – коефіцієнт, що залежить від виду ґрунту під нижнім кінцем палі, що приймається за табл.10.8;

E_d – розрахункова енергія удару молота, кДж, що приймається за табл.10.9;

S_a – відмова палі від одного удару молота, м;

m_1 – маса молота або віброзанурювача, т;

m_2 – маса палі і оголовка, т;

m_3 – маса підбабка (при віброзануренні палі $m_3 = 0$) т;

ϵ – коефіцієнт, відновлення удару (при забиванні залізобетонних паль молотами ударної дії $\epsilon^2 = 0,2$, а при віброзанурювачів $\epsilon^2 = 0$).

Таблиця 10.7

Значення коефіцієнта η в залежності від матеріалу палі

Види паль і способи випробувань	Коефіцієнт η , кН/м ²
Випробування паль забивання та добивкою (а також в разі визначення відмов) при видах паль:	
Залізобетонних з наголовником	1500
дерев'яних без підбабка	1000
дерев'яних с підбабком	800
Контроль несучої здатності паль за результатами виробничого забивання при значенні E_d/s_a , кН:	
1000	2500
2000	1500
4000	950
8000 и більше	700

Таблиця 10.8

Значення коефіцієнта M в залежності від виду ґрунту під нижнім кінцем палі

Ґрунту під нижнім кінцем палі	Коефіцієнт M
1. Великоуламкові з піщаним заповнювачем	1,3
2. Піски середньої крупності і великі середньої щільності і супіски тверді	1,2
3. Піски дрібні середньої щільності	1,1
4. Піски пилюваті середньої щільності	1,0
5. Супіски пластичні, суглинки і глини тверді	0,9
6. Суглинки і глини напівтверді	0,8
7. Суглинки і глини тугопластичні	0,7

Примітка. При щільних пісках значення коефіцієнта M в позначеннях 2...4 табл.13.5 слід збільшувати на 60%, а при наявності матеріалів статичного зондування – на 100%.

Таблиця 10.9

Значення розрахункової енергії удару пальового молота E_d в залежності від обладнання, яке застосовують при забиванні палі

Молот	Розрахункова енергія удару молота E_d , кДж
1. Підвісний або одиночної дії	GH
2. Трубчастий дизель-молот	$0,9 GH$
3. Штанговий дизель-молот	$0,4 GH$
4. Дизельний при контрольному добиванні	$G(H - h)$

У табл.10.9 прийняті наступні позначення: G - маса ударної частини молота; H – висота падіння молота; h – висота відскоку пальового молота після удару.

Відмова палі (S_a) визначається або по одному удару молота, або, що частіше, обчислюється як середнє арифметичне значення занурення палі від серії ударів (число ударів від 4-х до 10).

Визначення несучої здатності ґрунту моделями паль.

З метою зменшення термінів проведення випробувань і трудомісткості використовують спрощені методи випробувань ґрунтів еталонними палями, палями-зондами, статичним або комбінованим зондуванням. Для цього застосовують металеві моделі паль невеликих розмірів з зануренням їх з допомогою спеціального обладнання.

Несучу здатність забивних паль F_d , які працюють на стиск за результатами випробувань ґрунтів еталонною палею, визначають за формулою:

$$F_d = \frac{\gamma_c \sum_{i=1}^n F_u}{n \cdot \gamma_g};$$

$$F_u = \gamma_{cR} \cdot R_{sp} \cdot A + \gamma_{cf} \cdot f_{sp} \cdot u \cdot h,$$

де F_u – часткове значення опору ґрунту забивної палі в місці випробування ґрунтів моделями паль, кН;

γ_c – коефіцієнт умов роботи палі;

n – кількість випробувань ґрунту моделями паль;

γ_g – коефіцієнт надійності за ґрунтом;

γ_{cR} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі (табл. 10.10);

R_{sp} – граничний опір ґрунту під нижнім кінцем еталонної палі, кПа (табл. 4.9);

A – площа поперечного січення натурної (дійсної) палі, м²;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи на бічній поверхні натурної (дійсної) палі (табл. 4.9);

f_{sp} – середнє значення граничного опору ґрунту на бічній поверхні еталонної палі, кПа (табл. 4.9);

h – глибина занурення забивної палі, м;

u – периметр поперечного січення палі, м.

Таблиця 10.10

Значення коефіцієнтів γ_{cR} и γ_{cf} в залежності від опору ґрунту під нижнім кінцем палі-зонда і її бічної поверхні

R_{sp} , кПа	Коефіцієнт γ_{cR} в залежності від R_{sp}		f_{sp} , $f_{ps,i}$, кПа	Коефіцієнт γ_{cf} в залежності від f_{sp} для еталонних паль типів II і III		Коефіцієнт γ_{cf} в залежності від $\gamma_{ps,i}$ для палі-зонда
	для еталон них паль типів II	для еталон них паль типів III		при піщаних ґрунтах	при пилювато- глинистих ґрунтах	
≤2000	1,15	1,40	20	2,00	1,20	0,90
3000	1,05	1,20	30	1,65	0,95	0,85
4000	1,00	0,90	40	1,40	0,80	0,80
5000	0,90	0,80	50	1,20	0,70	0,75
6000	0,80	0,75	60	1,05	0,65	0,70
7000	0,75	0,70	80	0,80	0,55	-
10000	0,65	0,60	120	0,50	0,40	-
≥13000	0,60	0,55	-	-	-	-

Примітка: 1. Для проміжних значень R_{sp} та f_{sp} значення γ_{cR} і γ_{cf} визначають інтерполяцією.

2. У разі, якщо по бічній поверхні палі залягають піщані і пілуватоглинисті ґрунти, коефіцієнт γ_{cf} знаходять за формулою:

$$\gamma_{cf} = \frac{\gamma'_{cf} \cdot \sum h'_i + \gamma''_{cf} \cdot \sum h''_i}{h},$$

де $\sum h'_i$, $\sum h''_i$ – сумарна товщина відповідно піщаних і пілуватоглинистих ґрунтів;

γ'_{cf} , γ''_{cf} – коефіцієнти умов роботи еталонних паль і паль-зондів відповідно в піщаних і пілуватоглинистих ґрунтах.

Ці методи можна користуватися при попередніх або уточнюючих розрахунках для менш відповідальних будівель і споруд

Визначення несучої здатності паль на дію горизонтальних навантажень. Горизонтальне навантаження ростверку викликає переміщення паль в горизонтальному напрямку. Величина переміщення залежить від міцності ґрунту, що оточує палю, величини і умов прикладання навантаження.

Несучу здатність пального фундаменту на дію горизонтальних навантажень визначають, керуючись вказівками ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти) або випробуванням паль пробним статичним навантаженням. Випробування проводять шляхом завантаження палі в горизонтальній площині домкратом, як це показано на схемі рис.10.31.а.

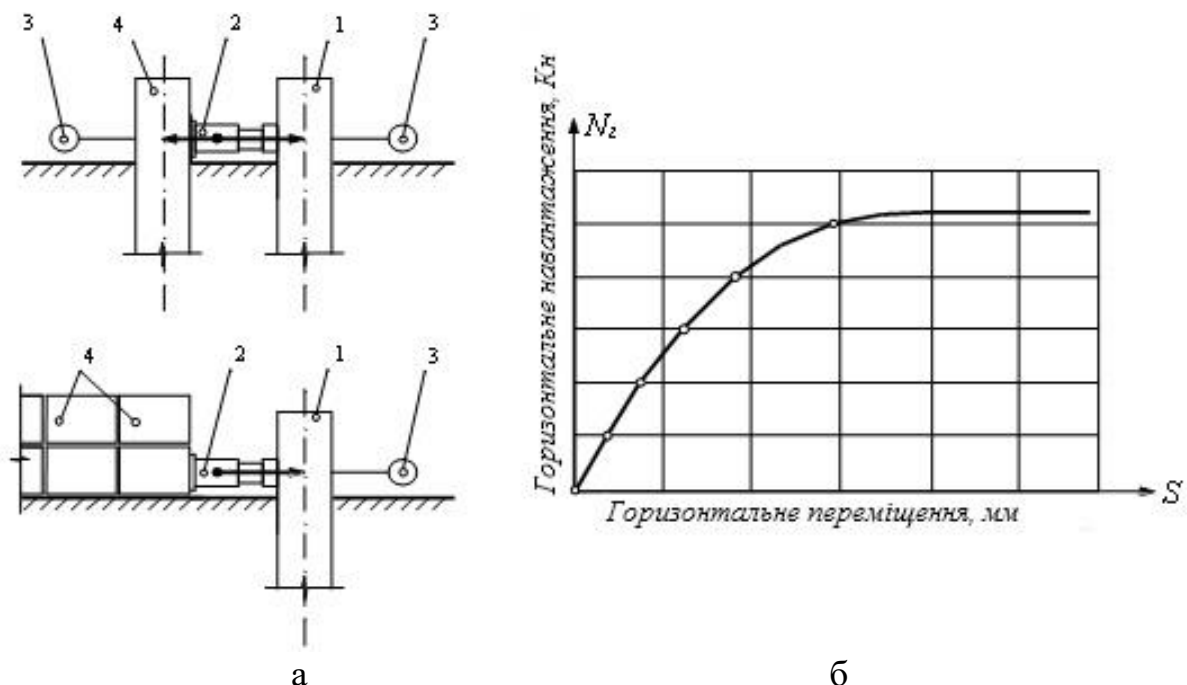


Рис. 10.31. Випробування паль на дію горизонтальних навантажень:
а – схеми прикладання навантаження; б – залежність $s = f(N_a)$;

1 – дослідна паля; 2 – гідравлічний домкрат; 3 – прогиномір;
4 – упор з статичного вантажу (або раніше забитої палі)

Для випробування вибирають палю яка розташована поблизу сусідньої зануреної палі, що використовують в якості упору. В якості упору також можуть служити конструкції, які відіграють роль опорних анкерів. Навантаження на палю передається ступенями, при цьому переміщення верхньої частини палі фіксує прогиномір. Кожна ступінь завантаження витримують до умовної стабілізації горизонтальних переміщень. За результатами випробувань будують графічну залежність (рис.10.31.б) переміщення палі S від горизонтальних навантажень N_d , за якою визначають граничний опір палі F_u . Граничне опір F_u приймають на одну ступінь раніше тієї, при якій відбулося безперервне переміщення голови палі в горизонтальній площині. Несуча здатність палі при горизонтальному навантаженні визначається за формулою:

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_u}{\gamma_g},$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, приймається $\gamma_c = 0,6$ при зануренні палі на глибину менше 4 м, $\gamma_c = 0,8$ при зануренні палі на глибину більше 4 м;

F_u – граничний опір палі при дії горизонтальних навантажень;

γ_g – коефіцієнт надійності ґрунту основи.

Горизонтальні переміщення фундаментів можуть викликати пошкодження надфундаментної конструкції. З цієї причини приймається лише жорстке з'єднання палі з ростверком, що підвищує стійкість пального фундаменту при горизонтальних навантаженнях.

10.7. Проектування палевих фундаментів

Розташування паль в плані споруди визначається конструктивними рішеннями його наземного розташування, характером і величиною навантаження, умовами роботи, занурення і несучої здатності палі (рис. 10.32). Під час розробки пального фундаменту враховуються конструкції підлог і технологічні навантаження на них, габаритні наближення заглиблених приміщень до будівельних осей розташованих поряд з споруд.

Палеві фундаменти залежно від розташування паль в плані проектується:

у вигляді окремих паль – під окремо стоячі опори;

стрічкових ростверків – під стіни споруд при передачі на фундамент розподілених по довжині навантажень з розташуванням паль в один або декілька рядів;

у вигляді палевих куців – під колони з розташуванням паль в ростверках квадратної, прямокутної і іншої форми;

у вигляді суцільного пальового поля – під важки споруди з палями розташованими під всією спорудою і об'єднаними суцільним ростверком.

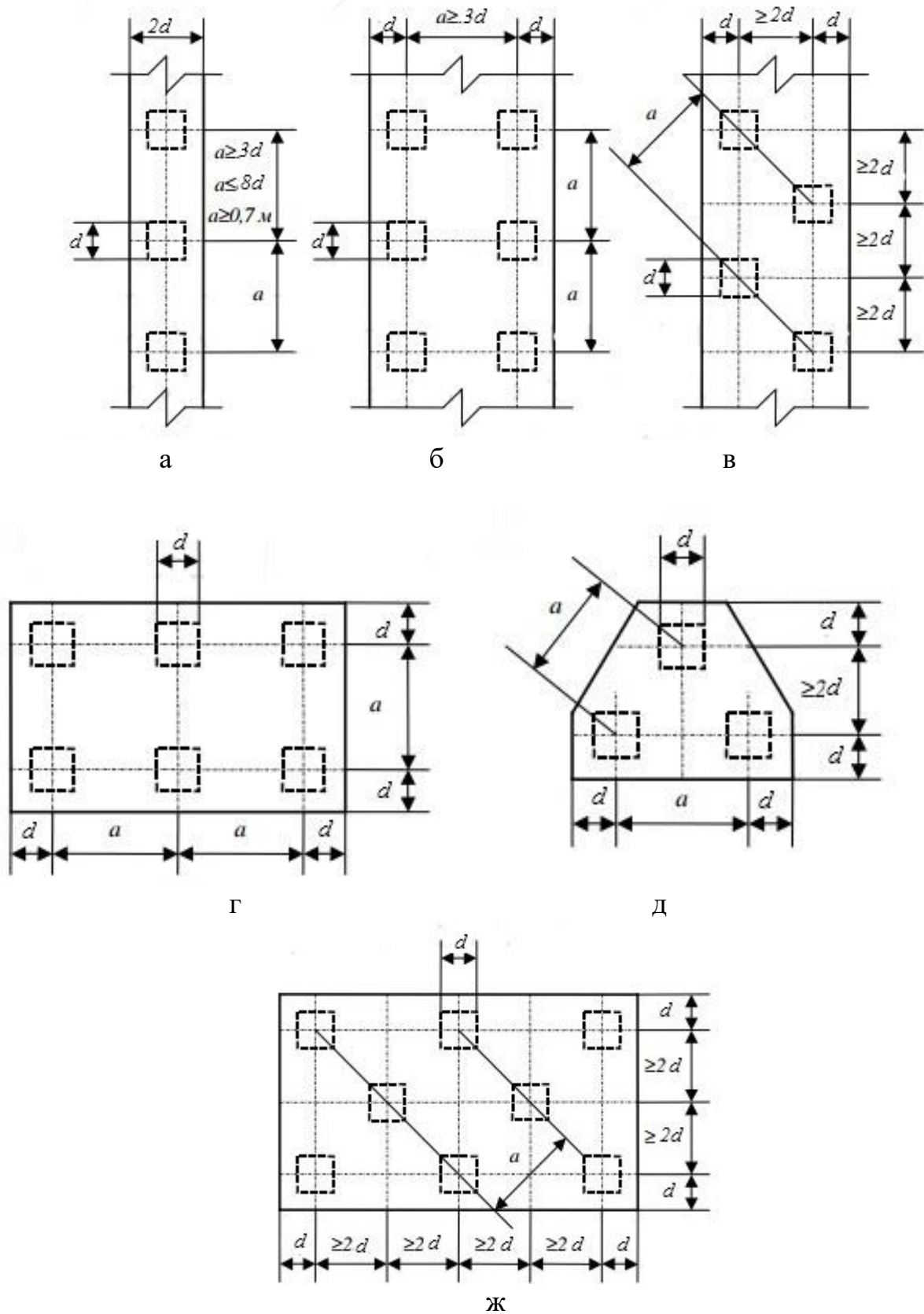


Рис. 10.32. Розміщення паль у палевому фундаменті: а – однорядне, б – дворядне і в – у шаховому порядку в стрічковому фундаменті; г – рядове і д, ж – шахове в кущах паль під окремим фундаментом.

Стрічкові ростверки під стіну можуть бути з
Розташування паль в стрічковому ростверку залежить:

– від фактичного навантаження на палю, яке повинно наближатись до розрахункового;

– від розташування паль в кутах споруди і на перетині стін.

Кількість паль в ростверках потрібно визначати враховуючи максимальні міцнісні властивості матеріалу при розрахунковому навантаженні, а також перенавантаження крайніх паль.

Для стрічкових ростверків під стіни визначається крок розташування паль в ростверку за формулою:

$$l_p = \frac{k_n F_{rs}}{q_l + q_{lg}},$$

де k_n – кількість рядів паль;

$F_{rs} = \frac{F_d}{\gamma_g}$ — сила розрахункового опору палі за ґрунтом;

q_l – розрахункове навантаження на 1м погонний фундаменту за першою групою граничних станів, що передають стіни;

q_{lg} – середнє навантаження від ростверку, блочної стіни та ґрунту на обрізах фундаменту.

Для сприйняття зосереджених навантажень від колони проєктують куці паль, або фундаменти з однією палею. Для визначення кількості паль в куці необхідно знати навантаження на обрізі фундаменту і вагу ростверку з ґрунтом.

Для визначення кількості паль в куці визначають:

1. Умовний середній тиск під підшвою ростверку за формулою:

$$P_q = \frac{F_q}{(3d)^2},$$

де $F_q = F_{rs}$ або $F_q = F_{cm}$ – сила розрахункового опору палі за ґрунтом F_{rs} або за матеріалом F_{cm} (береться менше значення);

d – розмір поперечного січення палі.

2. Площу підшви ростверку за формулою:

$$A_q = \frac{N_{0/}}{P_q - \gamma_f \gamma_m d_q},$$

$N_{0/}$ – вертикальне навантаження на обрізу фундаменту за першою групою граничних станів (за несучою здатністю);

$\gamma_f = 1,1$ – коефіцієнт надійності за навантаженням (для ґрунту);

γ_m – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту і матеріалу ростверку, для будинків з підвалом приймається $\gamma_m = 16 - 18 \text{ кН} / \text{м}^3$, для будинків без підвалу $\gamma_m = 20 - 22 \text{ кН} / \text{м}^3$;

d_q – глибина закладання ростверку, рахуючи від відмітки планування.

3. Вагу ростверку з ґрунтом на його уступах за формулою:

$$N_q = \gamma_f A_q \gamma_m d_q.$$

4. Визначаємо число паль в куці за формулою:

$$n_p = \frac{\eta_m (N_{0/} + N_q)}{F_q},$$

де $\eta_m=1\dots1.6$ – коефіцієнт, що враховує дію моментів (задається в залежно від співвідношення нормальної сили і моменту).

Мінімальні та максимальні відстані між палями встановленні на основі досвіду технологічних можливостей зведення пальового фундаменту і тривалої практики досліджень сумісної роботи розміщених в його складі паль. Оптимальність цих відстаней зумовлена одночасно повним використанням несучої здатності паль і раціональною жорсткістю, а отже і компактністю розмірів ростверку. Мінімальна відстань між осями забивних висячих паль без розширень в площині їх нижнього кінця повинна бути не менше $3d$, де (d – січення або діаметр палі) і не менше $0,7$ м; для паль-стояків не менше $1,5d$. Для паль, занурених вібруванням, цю відстань приймають не менше $4d$. Відстань у просвіті між стволами бурових, набивних паль і паль-оболонки, а також свердловинами паль-стовпів приймають не менше 1 м. Максимальну відстань між осями паль обмежують величиною $8d$ (умова повного використання несучої здатності суміжних паль).

Відстань від осі крайнього ряду паль до краю ростверка залежить від точності занурення палі в ґрунт, від способу їх виготовлення та ін.. Частіше за все цей розмір приймають рівним d . Відстань від краю палі до краю ростверка в просвіті має бути не менше 5 см.

Конструювання ростверку.

Стрічкові ростверки виконують з монолітного і збірного залізобетону. Для цегляних і блокових споруд проектують переважно монолітні ростверки. Стіни споруд з великих панелей опираються на збірні ростверки. Монолітні ростверки виконують з бетону класу не нижче C12/15. Розміри поперечного січення прямокутного в плані ростверку визначаються особливістю розташування паль – шириною стіни, необхідністю заробки палі в ростверк, розміром навантажень і т.д.

Мінімальна ширина січення стрічкового ростверку рівна 400 мм, мінімальна висота – 300 мм, відстань в просвіті від краю палі до краю ростверку не менше 50 мм, висота уступів ростверку кратна 150 .

Ширину стрічкового ростверку приймають:

при розташуванні паль в один ряд: $b_p = d + 10$, см;

при баторядному розташуванні паль: $b_p = a(n-1) + d + c_1$, де d – січення або діаметр палі; a – відстань між осями рядів паль; c_1 – нависання ростверку.

При вільному обпиранні ростверку на палю заробка палі в ростверк сягає 50...100 мм. Жорстка заробка забезпечується заробкою робочої арматури в ростверк на величину анкерування (мінімуму 30 діаметрів арматури або мінімум 250 мм).

Залізобетонні ростверки (балки, плити) розраховуються в основному на дію поперечної сили, на згин, а також на продавлювання. Ростверки, за можливістю, приводять до простих розрахункових схем для визначення внутрішніх зусиль.

Збірні залізобетонні ростверки застосовують в великопанельних безкаркасних спорудах при однорядному розташуванні паль. При проектуванні великопанельних житлових будинків висотою до 12 поверхів з несучими поперечними стінами при навантаженні на палю до 500 кН і обпиранням панелі не менше ніж на дві палі рекомендується застосовувати безростверкові фундаменти, з врахуванням інженерно-геологічних умов. Поперечні розміри підосви кушового ростверку призначають кратними 300 мм, висоту – 150 мм, розміри стрічкового ростверку кратні 200 мм.

Конструктивні рішення кушових ростверків визначаються типом колони, розташуванням паль в куці, характером і розміром навантажень на колону і палі. У випадку застосування збірних колон часто використовують ростверк, який складається з стаканного підколонника і плитної частини. При стаканному сполученні ростверку та збірної колони конструктивні розміри стаканної частини аналогічні стовпчастим фундаментам.

Перевірка зусиль, що передаються на палю.

Визначаємо розрахункове зусилля в палі за формулою:

$$N_p = \frac{N_l}{n_p} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2},$$

де $N_l = N_{0l} + N_q + N_{qq}$ – сумарне розрахункове навантаження на палі на рівні підосви; (N_{0l} – вертикальне навантаження на обрізу фундаменту за першою групою граничних станів, N_q – вага ростверку, N_{qq} – вага ґрунту на сходах ростверку);

$M_x; M_y$ – моменти відносно осей X та Y;

x_i, y_i – відстань від головних осей до осі кожної палі;

x, y – відстань від головних осей до осі палі, для якої обчислюють навантаження. Вибирають крайні палі, для яких $x = x_{\max}, y = y_{\max}$.

Перевіряють виконання умови:

$$N_{p\max} \leq F_{rs}, \text{ допускається } N_{p\max} \leq 1,2F_{rs}.$$

Якщо $N_{p\min} \leq 0$, необхідно провести перевірку палі на висмикування, тобто перевірити виконання умови:

$$|N_{p\min}| \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = F_{rsu}.$$

Для центрально-навантаженого фундаменту розрахункове навантаження на палю перевіряють за умовою:

$$N = \frac{N_l}{n_p} \leq F_{rs}.$$

10.8. Осідання пальового фундаменту

Розрахунок основ пальових фундаментів за другою групою граничних станів обов'язків, за виключенням фундаментів з палями-стояками, висячих поодиноких паль, що сприймають поза кущами висмикуючи навантаження, а також пальових кущів, що працюють на дію висмикуючи навантаження. Особливо важливий цей розрахунок при сильностискаємих ґрунтах і великих розбіжностях у навантаженнях на різні фундаменти в межах однієї споруди. Складність визначення осадки пальового фундаменту пов'язана з тим, що вони передають навантаження на ґрунт основи одночасно через бічну поверхню і нижні кінці паль. При цьому співвідношення переданих навантажень залежить від багатьох чинників: числа паль у фундаменті; їх довжини; відстані між палями; властивостей ґрунту і ступеня його ущільнення при зануренні паль.

Тому під час розрахунку приймають спрощуючі допущення, що знижують їх точність. З іншого боку, чим точніше розрахункова схема, тим складніше методика розрахунку.

При розрахунку використовується навантаження для другої групи граничних станів $N_{0//}$, що діє на обрізі фундаменту. Згідно з ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Зміна №1 (Пальові фундаменти) рекомендується приймати при визначенні осадки висячих паль розрахункову схему, згідно з якою осадка відбувається лише нижче кінця паль від деякого умовного фундаменту ABCD включаючи палі і оточуючий ґрунт (рис. 10.33).

Умовний масив обмежують контурами:

зверху – поверхнею планування ґрунту CD;

з боків – вертикальними площинами AC і BC, які віддалені від

зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на віддаль $htg\left(\frac{\varphi_{//,mt}}{4}\right)$, але не

менше $2d$, коли під нижнім кінцем палі залягають пилувато-глинисті ґрунти, з показником текучості $I_L > 0,6$ (d – сторона поперечного перерізу або діаметр палі), за наявності похилих паль площини AC і BC спрямовують через їх нижні кінці;

знизу – горизонтальною площиною АВ, що проходить через нижні кінці паль і служить підшвою умовного фундаменту.

$\varphi_{//,mt}$ – середнє значення кута внутрішнього тертя в межах довжини палі h , що визначається за формулою:

$$\varphi_{//,mt} = \frac{\sum \varphi_{//,i} \cdot h_i}{\sum h_i},$$

де $\varphi_{//,i}$ – розрахункове значення кута внутрішнього тертя для окремих шарів ґрунту h_i .

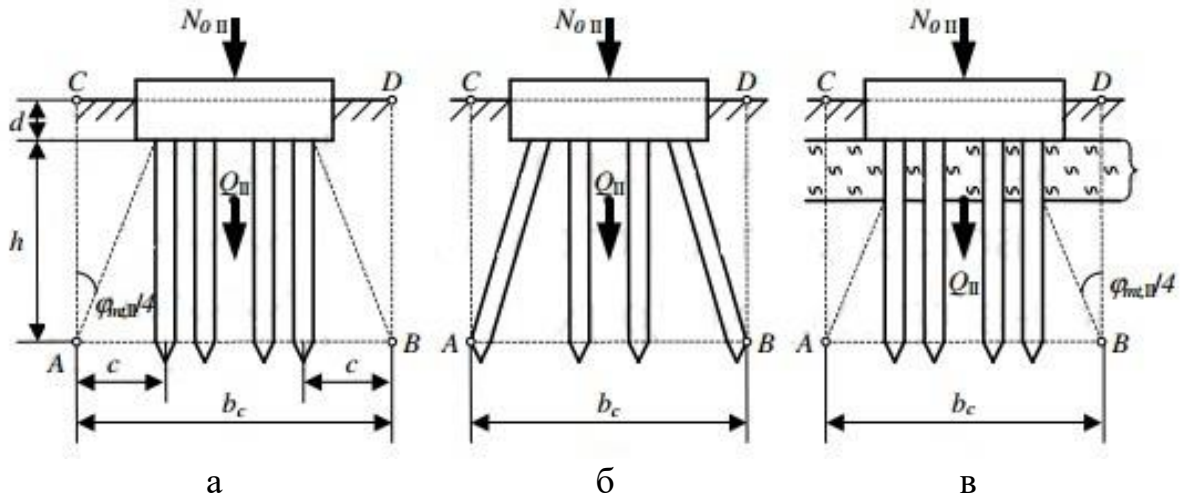


Рис. 10.33. Схема для визначення меж умовного фундаменту при розрахунку осадки пальових фундаментів: а – при вертикальних палях; б – при похилих палях; в – при верхньому дуже слабкому шарі

Якщо в межах глибини занурення паль залягають шари торфу або мулу завтовшки більше 30 см, то, оскільки тертя в них приймається рівним нулю, осадку пального фундаменту з висячих паль визначають з урахуванням зменшених габаритів умовного фундаменту (рис. 4.17, в). Розширення враховується тільки у шарів, що залягають нижче за шар торфу або мулу.

У всіх розглянутих випадках при визначенні осадки розрахункове навантаження, що передається умовним фундаментом на ґрунт основи, приймається рівномірно розподіленим.

Розмір підшви умовного фундаменту b_c , l_c визначають за формулами:

$$b_c = b_0 + 2htg \frac{\varphi_{//,mt}}{4};$$

$$l_c = l_0 + 2htg \frac{\varphi_{//,mt}}{4},$$

де b_0 і l_0 – це відстань між границями крайніх рядів паль вздовж меншої і більшої сторони ростверку.

Вага умовного масиву визначається за формулою:

$$N_c = b_c l_c \sum \gamma_{//i} \cdot h_i.$$

Виходячи з використання теорії лінійно-деформованого середовища, тиск на ґрунт по підшві умовного фундаменту визначається за формулою:

$$p_{//} = \frac{N_{0//} + N_c}{b_c \cdot l_c} < R,$$

де R – розрахунковий опір ґрунту, розміщеного під підшоною умовного фундаменту, визначений за формулою (7) ДБН В.2.1-10-2009 "Основи та фундаменти споруд" (приймаючи $d_f = d_c$, $b = b_c$).

У випадку невиконання даної умови збільшують або довжину палі, або їх кількість. У разі виконання умови проводять розрахунок осадки пальового фундаменту.

Для розрахунку осадки, найчастіше використовують метод пошарового сумування. Осадку ґрунтів основи, розміщених нижче паль, визначають від додаткового тиску $p_0 = p_{//} - \sum \gamma_{//i} \cdot h_i$, що діє по підшві фундаменту.

Послідовність розрахунку осадки пальового фундаменту методом пошарового сумування:

1. Будують епюри природних напружень на рівні підшви:

$$\sigma_{zgr} = \frac{N_c}{b_c \cdot l_c}; \quad \sigma_{zgi} = \sum_{i=1}^n \gamma_{//i} \cdot h_i.$$

2. Будують епюру додаткових напружень:

$$\sigma_{zpi} = \alpha \cdot p_0, \text{ де } \alpha = f\left(\zeta = \frac{2 \cdot z}{b}; \eta = \frac{\ell}{b}\right).$$

3. Визначають товщину стиснутого шару H_c , виходячи з умови:

$$\text{при } E_i > 5 \text{ Мпа,} \quad \sigma_{zpi} \leq 0,2 \sigma_{zqi};$$

$$\text{при } E_i \leq 5 \text{ Мпа,} \quad \sigma_{zpi} \leq 0,1 \sigma_{zqi}.$$

4. Визначаємо осадку за формулою:

$$s = \sum_{i=0}^n s_i = \beta \sum_{i=0}^n \frac{h_i \cdot \sigma_{zpmi}}{E_i},$$

де S_i – осідання i -го елементарного шару ґрунту в межах стисливої товщі ґрунту H_c ;

β – коефіцієнт, що враховує наявність горизонтальних деформацій в ґрунтовому масиві, дорівнює 0.8;

h_i , E_i – відповідно товщина і модуль деформації i -го елементарного шару ґрунту;

$$\sigma_{zpmi} = \frac{\sigma_{zp}^{ii} + \sigma_{zp}^{i-1}}{2} - \text{середнє значення додаткового середнього тиску}$$

в межах i -го елементарного шару ґрунту;

n – кількість елементарних шарів ґрунту в межах стисливої товщі H_c ґрунтового масиву.

5. Перевіряємо необхідність виконання умови:

$$s < [s]_u,$$

де $[s]_u$ – гранично допустиме значення осадки.

11. ІНЖЕНЕРНІ МЕТОДИ ПЕРЕТВОРЕННЯ БУДІВЕЛЬНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ОСНОВ

11.1. Класифікація методів штучного покращення основ

За останні роки спостерігається неухильне збільшення об'єму будівництва в складних інженерно геологічних умовах. Все частіше для будівництва використовуються майданчики, складені *слабкими ґрунтами* – голками, рихлими пісками, заторфованими відкладеннями.

Особливу проблему складають також *регіональні ґрунти*, що володіють специфічними властивостями це: вічномерзлі ґрунти; лесові просідні ґрунти; набухаючі ґрунти; засолені ґрунти; озерно-льодовикові відкладення.

Особливе місце займають *насипні ґрунти* – це товщі різнорідних відкладень, що сформувалося в результаті техногенної діяльності людини, а також створювані цілеспрямовано відсипанням або наміванням. Насипні ґрунти дуже різноманітні і використовувати їх як основу слід з дуже великою обережністю.

Багато цих ґрунтів в природному стані мають невисоку несучу здатність і підвищену стисливість. Для інших характерне істотне погіршення механічних властивостей при певних діях (наприклад, замочування лесових ґрунтів під навантаженням, відтавання мерзлих ґрунтів, розсолоння засолених ґрунтів і т.д.)

Недооцінка цих явищ може привести до значних деформацій основи, до просадки основи і навіть втрати її стійкості.

Врахування цих явищ потребує поліпшення будівельних властивостей таких ґрунтів численними способами направленої дії.

Заходи перетворення будівельних властивостей основи можна розділити на три групи:

Конструктивні методи, які не покращують властивості самих ґрунтів, а створюють сприятливіші умови роботи їх як основ за рахунок регулювання напруженого стану і умов деформації, коли їх негативні властивості не можуть виявитися;

Механічні методи пов'язані з ущільнення ґрунтів, яке здійснюється різними способами і направлено на зменшення пористості ґрунтів, створення щільнішої упаковки мінеральних агрегатів;

Фізико-механічні методи сприяють закріпленню ґрунтів, що полягає в утворенні міцних штучних структурних зв'язків між мінеральними частинками.

Вибір методу перетворення структурних властивостей ґрунтів залежить від: типу ґрунту (його фізичних властивостей); характеристика нашарувань;

особливості майбутньої споруди, тобто інтенсивності навантажень, що передаються на ґрунт; поставлених інженерних завдань; технологічних можливостей будівельної організації.

У табл. 11.1 наведені методи штучного покращення складених слабкими у природному залягання ґрунтами основ, що найпоширеніші в будівництві, враховуючи їх техніко-економічні показники [1].

Специфічні властивості регіональних ґрунтів

Мул: утворився в результаті випадання в осад найдрібніших частинок породи. Мулисті ґрунти завжди знаходяться у водонасиченому стані $S_r \sim 1.0$.

У такому ґрунті переважають водно-колоїдні та кристалізаційні зв'язки;

Лесовий ґрунт: це той же мул, але у висушеному стані (просідні ґрунти).

Рихла структура – такі ж структурні зв'язки, але немає води.

Вічномерзлий ґрунт, властивості цих ґрунтів істотно залежать від їх температури. При її збільшенні, тобто відтаванні, також ґрунти дають миттєве просідання, а при замерзанні спостерігається морозне здимання. Будівництво на таких ґрунтах ведеться спеціальними методами: або збереження весною мерзлоти; або спеціальне відтавання і ущільнення; або застосування спеціальних схем споруд, що не бояться осадки.

Заторфовані ґрунти – ґрунти, що містять від 30 до 60 % органічної речовини, ці ґрунти володіють малою міцністю, і великою, а головне нерівномірною стисливістю.

Набухаючі глини – збільшують свій об'єм при замочуванні.

Засолені ґрунти – при засоленні різко знижують свою міцність і збільшують стисливість (у місцях де виникає постійна фільтрація води слідує вимивання солі).

Озерно-льодовикові відкладення (стрічкові глини). Історичний процес їх утворення виглядає таким чином: водний потік несе крупні частинки і вони випадають в осад. Вода зупиняється і випадають дрібні частинки і так далі. Глинисті прошарки водонасичені за рахунок такої структури (глинистих прошарків) вони дуже добре пропускають воду в горизонтальному напрямі, а у вертикальному k_f достатньо малий.

Якщо стрічкові глини перемішати, то вони переходять в текучепластичний стан, за рахунок звільнення води з глинистих прошарків.

Таблиця 11.1

Область застосування методів штучного покращення основ

Вид основи або спосіб її влаштування	Ґрунтові умови
Конструктивні методи влаштування основ	
1. Піщані подушки	Слабкі сильностисливі ґрунти (глинисті ґрунти в текучому стані, мули сапропелі, торфи, за торфовані та насипні ґрунти)
2. Ґрунтові подушки зі зв'язаного ґрунту	Слабкі сильностисливі і просідні ґрунти
3. Кам'яні, піщано-гравійні, шлакові відсіпання	Мули та інші слабкі ґрунти, що залягають під шаром води

4. Привантаження насипу відсипанням і шпунтові огороження	Слабкі ґрунти, обводнені мули
5. Армування ґрунту	Слабку піски та зв'язані ґрунти
Механічні методи влаштування основ	
1. Поверхнєве ущільнення ґрунтів: - важкими трамбівками, котками, легкими трамбівками, іншими механізмами та транспортними засобами; - віброущільнення віброкотками, самохідними та переставними вібротрамбівками; - зведення фундаментів у витрамбованих котлованах 2. Глибинне ущільнення ґрунтів: - пробивання свердловин і влаштування в них ґрунтових паль; - пробивання свердловин із вибухами віброущільнення або гідровіброущільнення; - попереднє замочування глибинними вибухами та без них. 3. Попереднє обтискання ґрунтів: - пониження рівня ґрунтових вод; - зовнішнє донавантаження та вертикальні дрени.	Макроскопористі просідні ґрунти, пухкі піски, свіжоукладені зв'язані та насипні ґрунти при $S_r < 0,7$; Пухкі піски Макроскопористі просідні ґрунти (І типу просідання) при $S_r < 0,7$; Макроскопористі просідні ґрунти (ґрунтові палі зі зв'язаного ґрунту), пухкі пілуваті та дрібні піски, слабкі сильно стисливі за торфовані ґрунти (піщані палі); Пухкі піски Макропористі просідні ґрунти Слабкі сильно стисливі водонасичені ґрунти Слабкі сильностисливі глинисті та заторфовані ґрунти
Фізико-механічні методи влаштування основ	
1. Силікатизація	Піски, макропористі просідні ґрунти Слабкі глинисті ґрунти (при коефіцієнті фільтрації $k_f \leq 0,01 \text{ м/доба}$); Піски всіх видів Тріщинуваті скельні ґрунти, гравелісті ґрунти, крупні піски Макропористі просідні ґрунти
2. Електрохімічні методи	
3. Закріплення синтетичними смолами	
4. Цементация	
5. Термічні методи (обпалювання)	

11.2. Конструктивні методи перетворення

Заміна ґрунту основи (ґрунтові подушки). Якщо в основі залягають слабкі ґрунти і їх використання виявляється неможливим або недоцільним, то

економічно доцільним може бути заміна слабкого ґрунту іншим, тобто застосовують так звані ґрунтові подушки див. п.3.5.

Шпунтові огорожі. Використовуються для поліпшення умов роботи ґрунтів як елементи, що захищають, основи споруд (рис. 11.1).

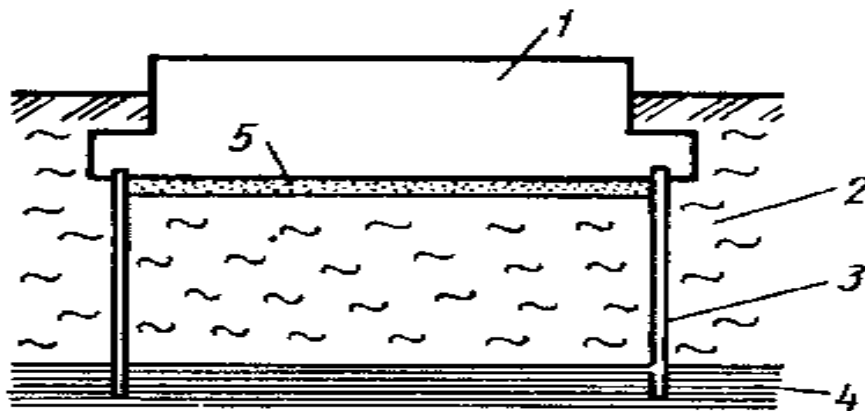


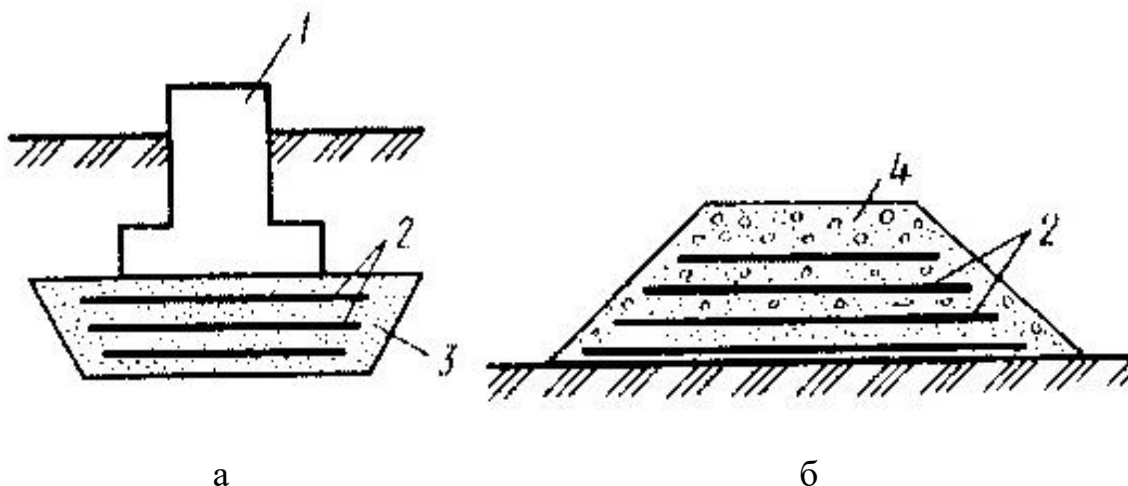
Рис. 11.1. Посилення основи за допомогою шпунтової огорожі:

1 – фундамент; 2 – слабкий ґрунт; 3 – шпунтова огорожа; 4 – щільний ґрунт; 5 – піщана подушка (дренуючий шар)

Шпунт занурюють через товщу слабких ґрунтів у відносно щільний ґрунт. І на піщаній подушці (дренуючий шар) в сполученні з шпунтовою огорожею влаштовується споруда.

Таке технічною рішення виключає можливість випирання ґрунту убік з під фундаменту, тобто збільшує його несучу здатність за рахунок того, що ґрунт приводить до зменшення осадок.

Армування ґрунтів. Метод армування ґрунту полягає у введенні в нього спеціальних, армуючих елементів, що зменшують його стисливість і збільшують міцність. Армування проводиться у вигляді стрічок або суцільних матів, виконаних з геотекстилю. Рідше використовується металева арматура (рис. 11.2).



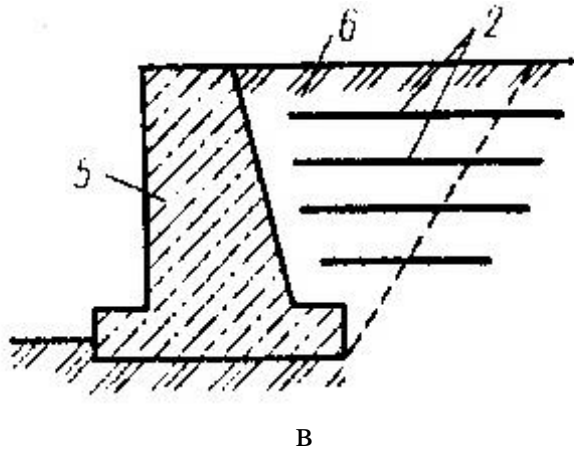


Рис.11.2. Армування ґрунту: а – в штучній основі фундаменту;
 б – при влаштуванні насипу; в – при дії засипок:
 1 – фундамент; 2 – армуючі елементи; 3 – піщана подушка; 4 – насип;
 5 – підпірна стінка; 6 – призма обвалення.

Армуючі елементи повинні володіти достатньою міцністю і забезпечувати необхідне зачеплення з ґрунтом, для чого їх поверхня стає шорсткою.

В Україні метод армування основ і фундаментів застосовують в зонах техногенних відкладень (непридатні землі – звалища, заболочені поховані ділянки території тощо).

Наявний досвід армування таких ґрунтів дозволяє відзначити наступне:

1. Осадка споруд на армованих основах знижується в міру збільшення щільності ґрунту. Чим щільніше ґрунт, тим вище ефект армування.

2. Чим міцніші армуючі елементи, тим вище ефект розсіювання напружень, тобто менша осадка споруди на армованому шарі.

3. Ущільнення ґрунту поза межами області армування підвищує його несучу здатність в горизонтальному напрямку, зменшуючи тим самим осадку споруди.

4. Для двошарових основ, що мають підстильний шар, найбільш раціональним є армування подушками верхнього здебільшого несучого шару.

5. Армовану верхню частину подушки можна розглядати як піддатливу фундаментну плиту, а неармовану нижню частину – в якості ущільненого розподільного шару.

Бічні присипки. Влаштуванням присипки основи і низової частини укосів можна підвищити стійкість укосів, а також основу ґрунту під її підшоною. Присипки виконуються з великоуламкових або піщаних ґрунтів (рис. 11.3).

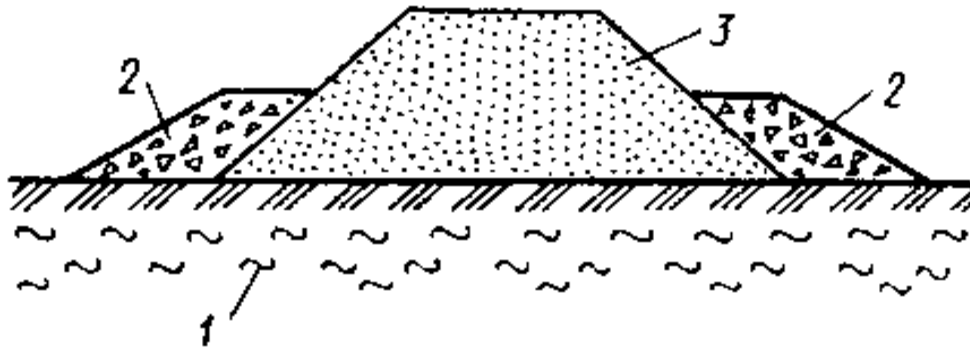


Рис. 11.3. Збільшення стійкості насипу на слабких ґрунтах методом бічної присипки: 1 – слабкий ґрунт; 2 – бічна присипка; 3 – насип.

11.3. Механічні методи покращення основ

Методи ущільнення ґрунтів поділяють на: *поверхневі*, коли ущільнюючі дії прикладаються на поверхні і приводять до ущільнення порівняно невеликої товщі ґрунтів; *глибинні*, коли ущільнюючі дії передаються значно на глибину ділянки ґрунтового масиву.

Будь-які ущільнення можна проводити лише до певної межі, після досягнення якої подальші дії не призводять до помітного ущільнення.

Ущільнення ґрунтів, в значній мірі залежить від їх вологості і визначається максимальною щільністю скелету ущільненого ґрунту $\rho_{d,\max}$ і відносною вологістю $W_{i\delta}$

Оптимальна вологість – відповідна вологість при найкращому ущільненню ґрунту. Вона визначається в приладі стандартного ущільнення (прилад Проктора).

Поверхнєве ущільнення проводиться: укочуванням; трамбуванням; вібраційними механізмами (віброущільненням); підводними вибухами; витрамбовуванням котлованів.

Укочування і вібрація. Ущільнення укочуванням проводиться самохідними і причіпними катками на пневматичному ході, навантаженими скреперами, автомашинами, тракторами. Окрім укочування використовують самопересувні віброкатки і вібромашини. Укочуванням можна ущільнити ґрунти лише на дуже невелику глибину, тому цей метод в основному застосовують при пошаровому зведенні ґрунтових подушок, планувальних насипів, земляних споруд, при підсипці основ під підлогу. Ущільнення досягається багатократним проходженням ущільнюючих механізмів. Вологість ґрунтів при цьому повинна відповідати оптимальній.

Трамбування. Розрізняють: ручне легке трамбування, яке застосовують при обмеженому фронті робіт (рис. 11.4) та важке трамбування (рис. 11.5).

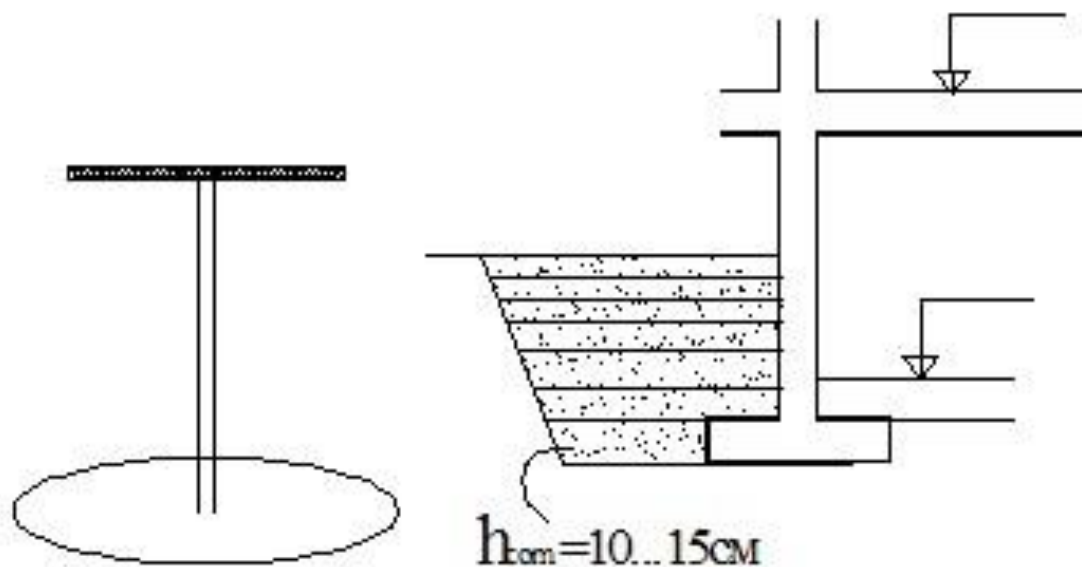


Рис. 11.4. Ручне легке трамбування

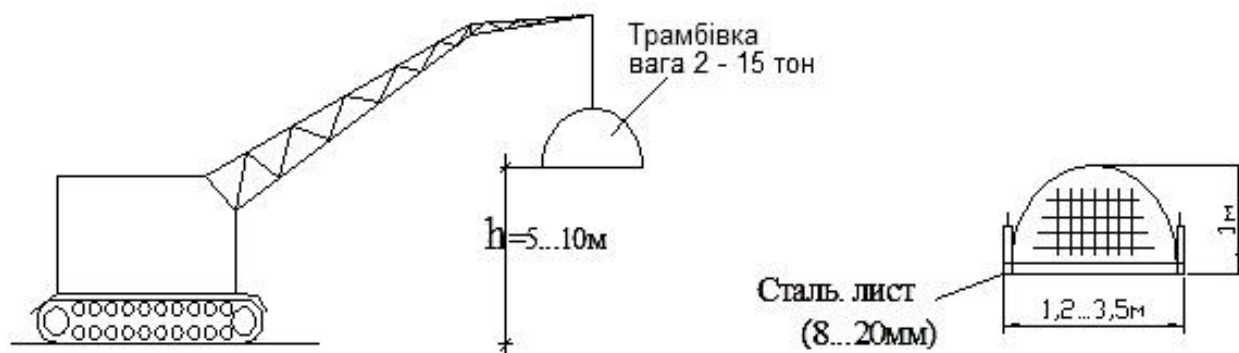


Рис 11.5. Важке трамбування.

Важка трамбівка виготовляється з залізобетону і має в плані форму круга або багатокутника (>8 сторін). Застосовується для ущільнення всіх видів ґрунтів в природному заляганні (пилуватоглинистих при $S_r < 0,7$), а також штучних основ і насипів (рис. 11.6).

Трамбівкою масою $2...3$ т можна ущільнити ґрунт на глибину $1,5...2$ м, масою $5...7$ т – $2,5...3,5$ м, масою 10 т – $5,5...6$ м. Трамбівки за допомогою спеціальних пристроїв кидають з висоти $6...8$ м. Ґрунти ущільнюють до структури, за якої вони набувають необхідних міцнісних і деформативних властивостей.

Також можливе застосування надважких трамбівок вагою більше 40т, що скидаються з висоти до 40м.

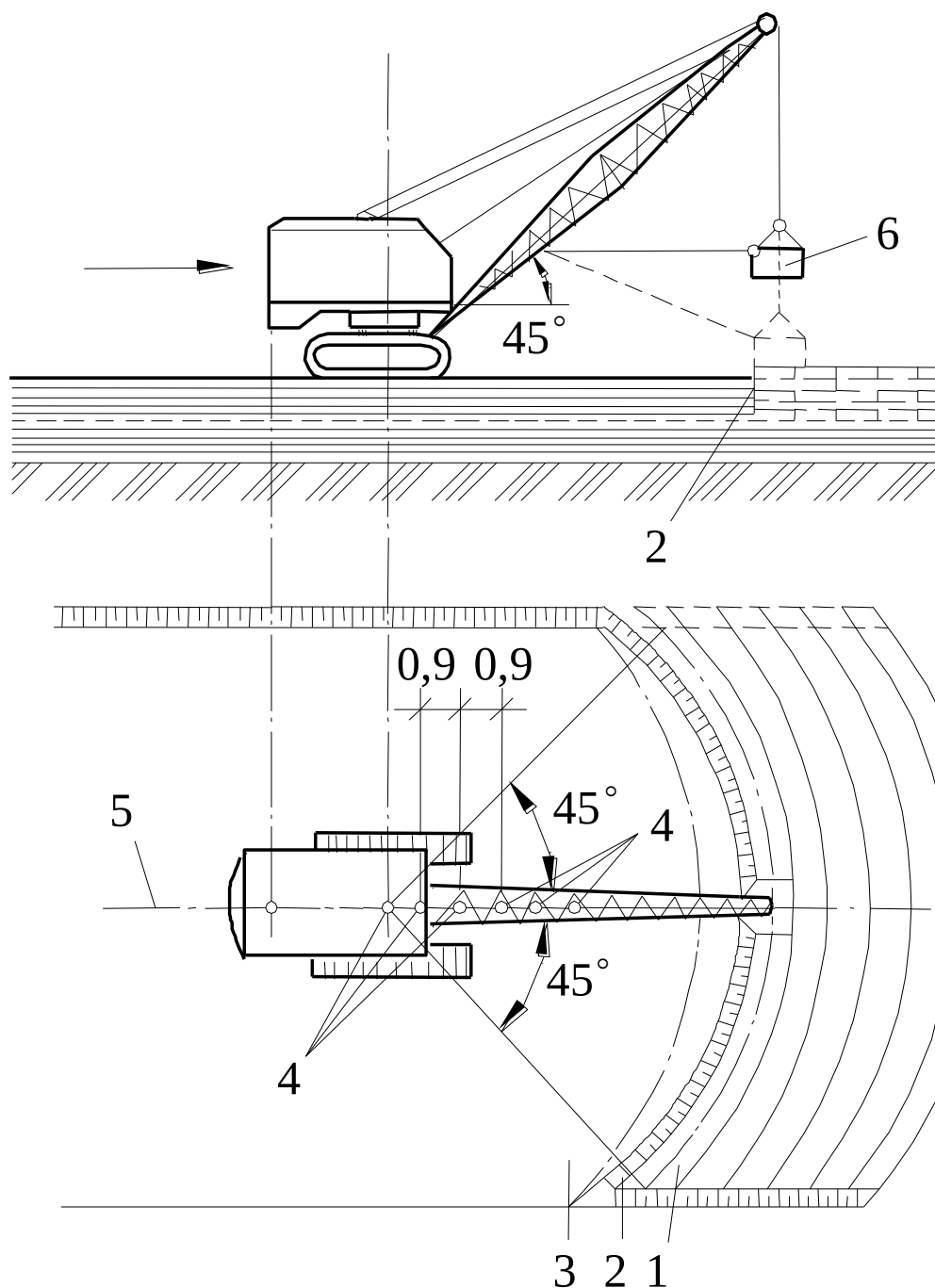


Рис. 11.6. Схема поверхневого ущільнення ґрунту важким трамбуванням.
 1– ущільнювана смуга; 2 – смуга перекриття; 3 – ущільнювана смуга; 4 – місце стоянки екскаватора; 5 – вісь проходки екскаватора; 6 – трамбівка.

Часто ущільнення проводиться до певного ступеня щільності, що виражається через коефіцієнт ущільнення k_{com} , який дорівнює відношенню заданого або фактично отриманого значення щільності скелета ущільненого ґрунту $\rho_{d,com}$ до його максимального значення по стандартному ущільненню $\rho_{d,max}$, тобто

$$k_{com} = \frac{\rho_{d,com}}{\rho_{d,max}}.$$

При цьому k_{com} приймають $\approx 0,92 \dots 0,98$.

Під час трамбування знижується дно котловану на величину, яку визначають за емпіричною формулою:

$$\Delta h = \frac{\rho_{d,cs} + \rho_{d,dm} - 2\rho_d}{2\rho_s} \cdot h_{cn},$$

де $\rho_{d,cs}$ – щільність сухого скелету ґрунту нижче дна котлована після ущільнення;

$\rho_{d,dm}$ – проектна щільність скелету ґрунту на нижній границі ущільненого шару;

ρ_d – щільність скелету ґрунту природної будови;

ρ_s – щільність твердих часток ґрунту;

h_{cn} – товщина ущільненого шару.

Враховуючи зниження дна котловану при ущільненні ґрунту, його при розробці не докопують на величину Δh , яку називають *недобором ґрунту*. Після закінчення трамбування пухкий верхній шар товщиною 7...10 см доущільнюють або легкими ударами трамбівки, яку скидають з висоти 0,5...1 м, або катками (при значних площах поверхні).

Підводні вибухи. Застосовуються для ущільнення рихлих піщаних ґрунтів або макропористих просідних ґрунтів. Найбільший ефект при $S_r = 0,7 \dots 0,8$.

За рахунок енергії вибуху ущільнення відбувається приблизно на товщину $h=0,3 \dots 0,5$ м, при загальній товщині ущільненого шару $h_{заг}=1 \dots 4$ м.

Суть методу полягає у використанні енергії вибуху, який відбувається у водному середовищі, для руйнування структури і ущільнення ґрунтів.

Водне середовище, з одного боку, забезпечує більш рівномірний розподіл ущільнюючої вибухової дії по поверхні ґрунту, з іншого боку – гасить енергію вибуху, направлену вгору.

Витрамбування котлованів. Метод полягає в утворенні в ґрунтовому масиві порожнини шляхом скидання в одне і те ж місце трамбівки, що має форму майбутнього фундаменту. Потім порожнина заповнюється бетонною сумішшю (рис. 11.7).

Метод ефективний тим, що під час витрамбування, ґрунт навколо утворюваної порожнини ущільнюється, за рахунок чого збільшується несуча здатність основи, і знижується деформованість, а влаштування монолітної фундаментної конструкції не вимагає застосування опалубки.

Витрамбування виконують шляхом скидання трамбовки вагою 1,5...10т (до 15т) по направляючій щоглі з висоти 3...8 м в одне місце ($\approx 10 \dots 20$ ударів).

Трамбівку виготовляють з листової сталі товщиною 8...10 мм у формі майбутнього фундаменту і заповнюють її бетоном до заданої маси.

Такий спосіб влаштування фундаментів дозволяє скоротити об'єм земляних робіт в 3...5 разів, практично повністю виключити опалубні роботи, знизити витрату бетону в 2...3 рази, металу в 1,5....4 рази, а вартість і трудомісткість зменшити в 2... 3 рази.

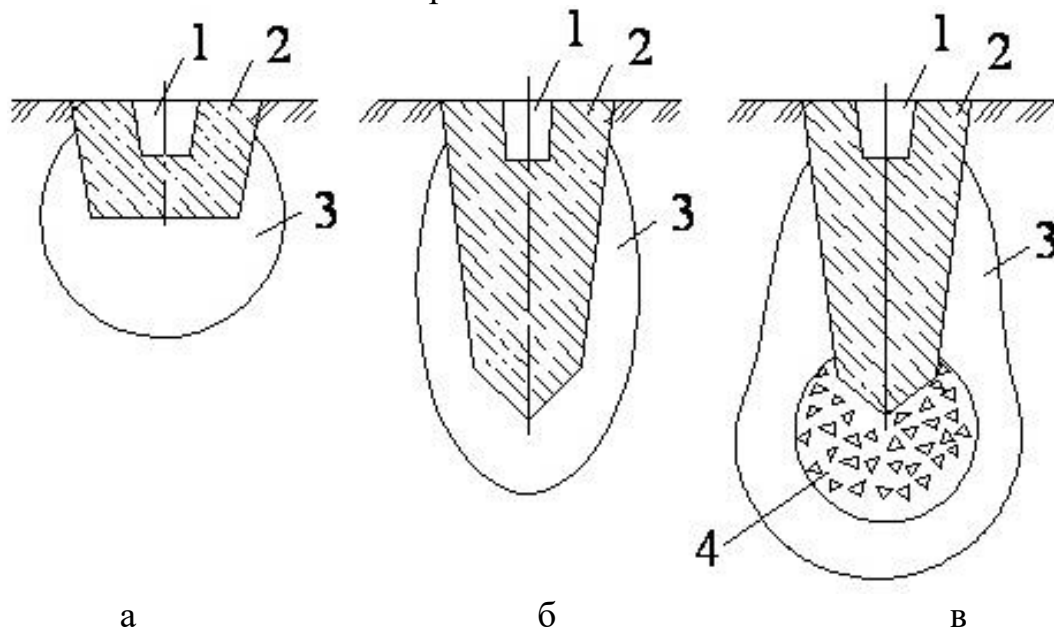


Рис. 11.7. Схеми влаштування методом витрамбування котлованів фундаментів:
а – з плоскою підшвою; б – із загостреною підшвою звичайного типу;
в – з розширеною основою: 1 – стакан для установки колони; 2 – фундамент;
3 – зона ущільнення; 4 – витрамбований жорсткий ґрунтовий матеріал.

До методів *глибинного ущільнення* відносять: влаштування піщаних, ґрунтових і вапняних паль; глибинне віброущільнення; ущільнення статичною присипкою у поєднанні з влаштуванням вертикального дренажу; водопониження; глибинні камуфлетні вибухи зарядів або електровибухи).

Піщані палі застосовують для ущільнення сильно стискуваних пилуватоглинистих ґрунтів, рихлих пісків, заторфованих ґрунтів на глибину до 18...2 м (рис. 11.8).

Застосовується також *метод "паля в палю"*. Суть його полягає в тому, що після того, як інвентарна труба витягує з ґрунту, стулки наконечника закривають, і труба повторно занурюється в тіло вже влаштованої палі (виходить занурити до $0,8h_{\text{п}}$), знову засипається порцією піску, і труба поступово витягується. Одержані піщані палі, окрім ущільнення ґрунту, грають роль вертикальних дренажів, за рахунок чого суттєво прискорюється процес консолідації водонасичених глинистих основ.

Палі розміщують зазвичай в шаховому порядку з перетином зон ущільнення (рис. 11.9).

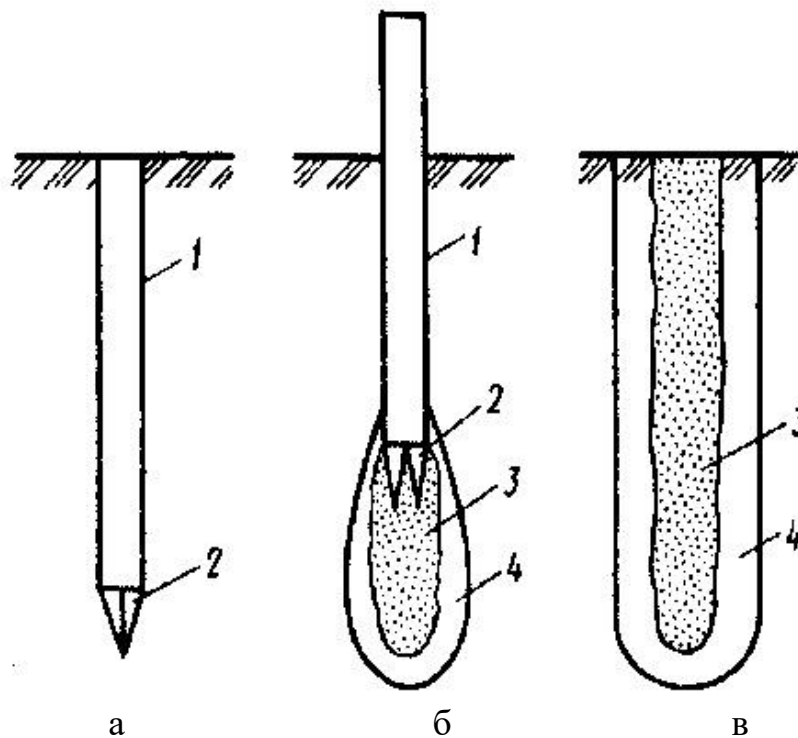


Рис.11.8. Схема влаштування піщаних паль:

а – занурення обсадної труби; б – виймання обсадної труби і засипка свердловини піском; в – схема піщаної палі; 1 – обсадна труба; 2 – саморозкриваючий наконечник; 3 – піщана паля; 4 – зона ущільнення

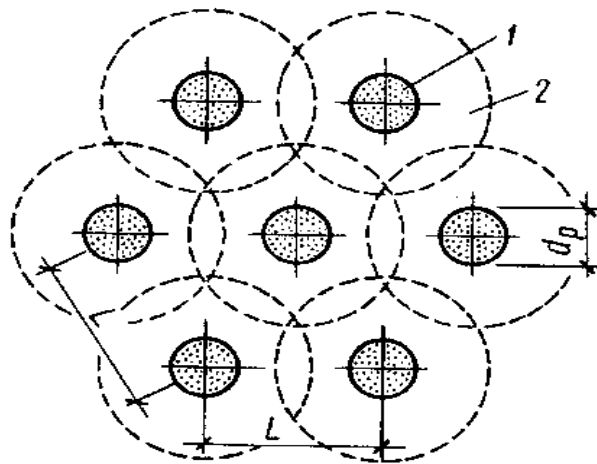


Рис.11.9. Схема розміщення піщаних паль в плані:

1 – піщана паля; 2 – зона ущільнення.

Грунтові палі. Ще одним методом підвищення несучої здатності просідних і насипних ґрунтів є глибинне ущільнення з пробивкою свердловин. Для цього використовують установки ударно-канатного буріння або кран екскаватора з навісним обладнанням.

Грунтові палі застосовуються для ущільнення і покращення будівельних властивостей просідних макропористих і насипних пилуватоглинистих ґрунтів на глибині до 20м.

При забиванні ударного снаряда в ґрунт утворюється свердловина діаметром $d = 0,4 \dots 1,0 \text{ м}$, а витіснений в сторони ґрунт створює ущільнену зону шириною $1,4 \dots 3,6 \text{ м}$. Утворену свердловину заповнюють місцевим ґрунтом з пошаровим ущільненням (рис. 11.10).

В результаті утворюється масив ущільненого ґрунту, що характеризується підвищеною міцністю і нижчою стисливістю, в просідних ґрунтах усуваються просідні властивості.

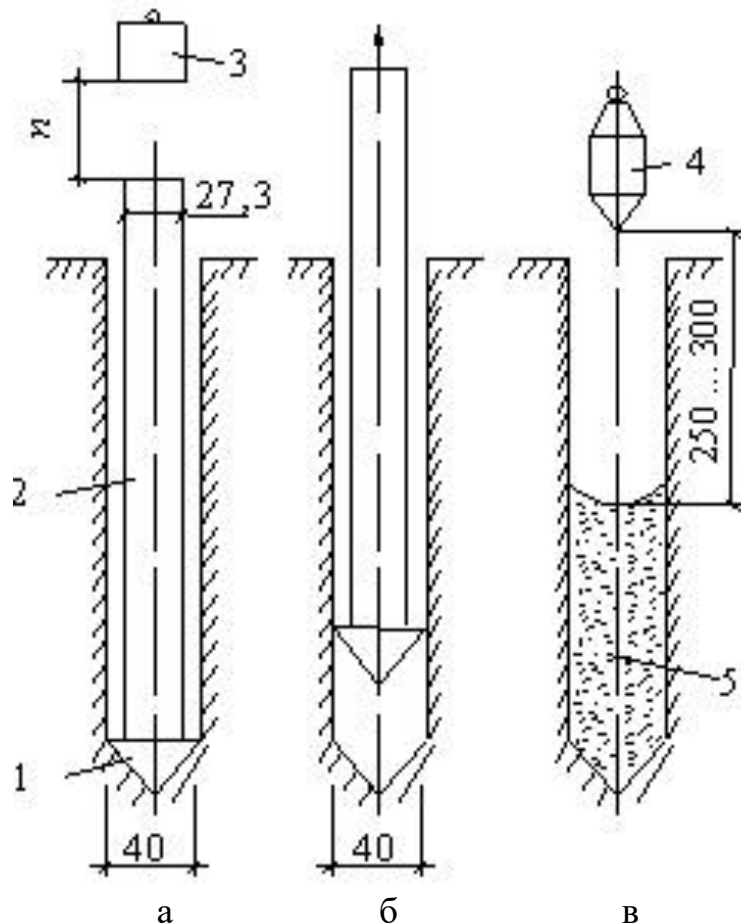


Рис.11.10. Схема влаштування ґрунтових паль способом сердечника:
а – утворення свердловини забиванням інвентарної палі; б – витягання інвентарної палі; в – заповнення свердловини ґрунтом з трамбуванням;
1 – інвентарний черевик; 2 – сердечник; 3 – молот; 4 – трамбовка;
5 – заповнення ущільненим ґрунтом.

Вапняні палі застосовуються для глибинного ущільнення водонасичених глинистих і заторфованих ґрунтів. Влаштовують їх також як ґрунтові або піщані палі.

Пробурену свердловину $d=320 \dots 500 \text{ мм}$ (або з обсадною інвентарною трубою) заповнюють *негашеним* комовим вапном за допомогою трамбування.

Негашене вапно (при взаємодії з поровою водою) гаситься і в процесі гасіння збільшується в об'ємі. Загальне збільшення об'єму палі (за рахунок трамбування і гасіння) складає $1,6 \dots 2$ рази.

Температура тіла палі при гасінні вапна досягає $160^{\circ} \dots 300^{\circ} \text{C}$. Відповідно відбувається часткове випаровування порової води, внаслідок чого

зменшується вологість ґрунту (осушення примикаючої зони) і прискорюється ущільнення.

Також відбувається фізико-хімічне закріплення ґрунту в зонах, які примикають до поверхні палі, збільшуються міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту.

Вартість вапняних паль досить низька, тому вони відносяться до одних з найдешевших способів покращення властивостей слабких водонасичених основ.

Глибинне віброущільнення застосовують для ущільнення рихлих піщаних ґрунтів природного залягання, а також при укладанні насипних незв'язних ґрунтів, влаштуванні зворотних засипок і тому подібне.

Глибинного ущільнення основ можна досягти динамічними впливами. При вібрації за допомогою вібратора (вібробулави) або віброзаглиблювача (рис.11.11) в сипких ґрунтах зв'язок між частинками порушується, і вони починають переміщатися під дією інерційних сил вібрації і сил тяжіння. В результаті ґрунти ущільнюються.

Вібробулавою можна ущільнити ґрунт на глибину 1...10 м, а віброзаглиблювачами – 5...20 м.

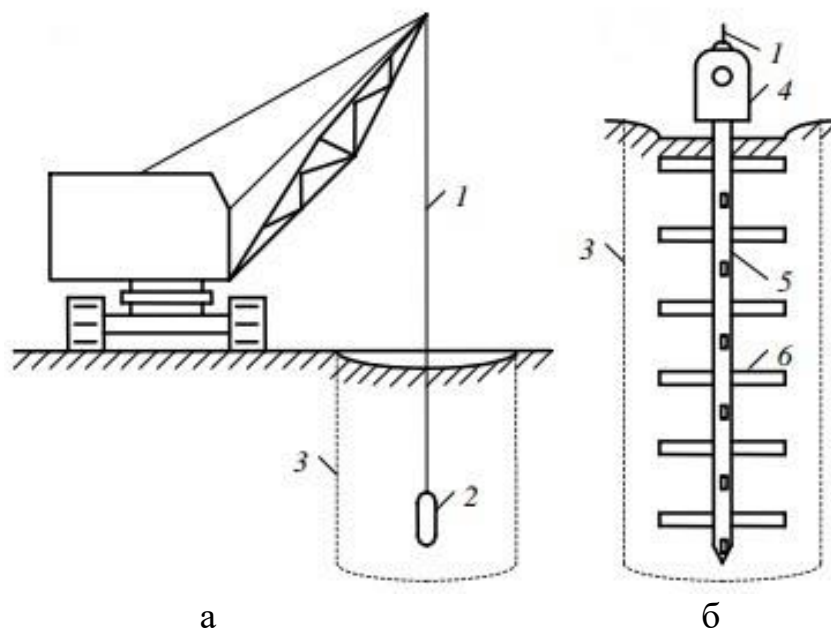


Рис. 11.11. Схема ущільнення ґрунтів вібруванням: а – за допомогою вібратора (вібробулави); б – за допомогою віброзаглиблювача;

1 – трос; 2 – вібратор; 3 – зона ущільнення; 4 – віброзаглиблювач; 5 – стержень трубчастий; 6 – приварені планки

Ефективність ущільнення підвищується при подачі в зону ущільнення води (рис. 11.12) (гідровіброущільнення – подача води через сопла у вібробулаві). Досягають ущільнення до $\gamma_{d,\max} = 17...18 \text{ кН/м}^3$

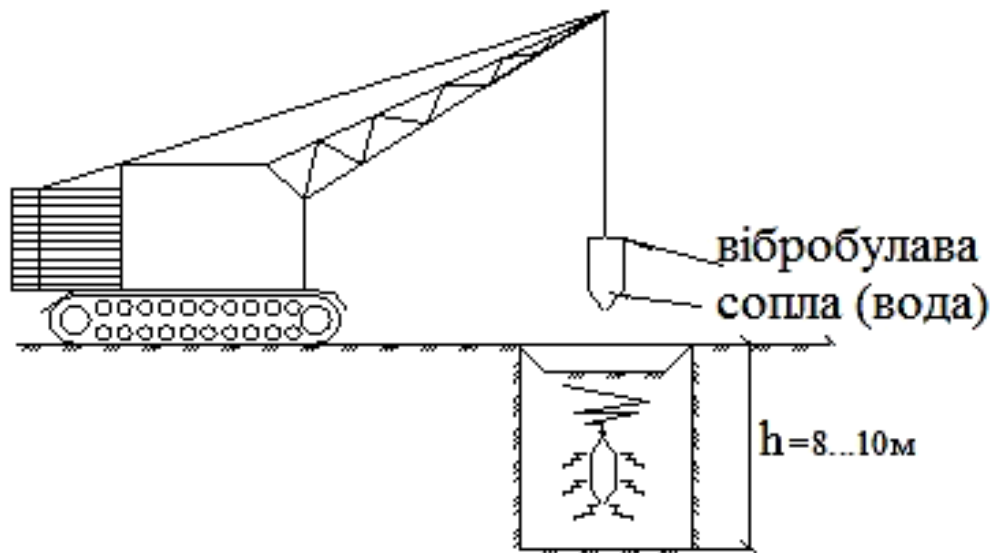


Рис. 11.12. Схема ущільнення вібробулавою

Попереднє ущільнення основ статичним навантаженням.

Використовують для ущільнення (покращення будівельних властивостей) слабких водонасичених пілуватоглинистих ґрунтів і торфів на невеликих майданчиках (рис. 11.13).

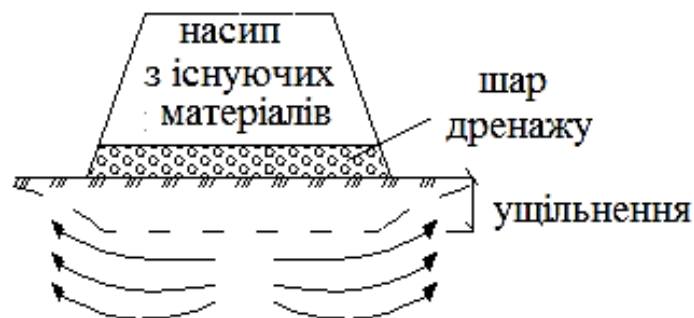


Рис. 11.13. Схема ущільнення статичним навантаженням

Не можна передавати велике навантаження миттєво, інакше відбудеться випирання ґрунту.

Тиск під насипом має бути не меншим ніж тиск майбутньої споруди, оскільки висота насипів обмежена, цей метод як правило застосовують при будівництві споруд, які передають відносно невелике навантаження на основу – це малоповерхові будівлі, полотна залізниці, автодороги, злітно-посадні смуги, резервуари і тому подібне.

Оскільки при використанні цього методу при ущільненні слабких ґрунтів потужністю $> 10\text{м}$ потрібний тривалий час (для завершення процесів консолідації і стабілізації осадок). Для прискорення процесу ущільнення використовують вертикальні дренажі різних конструкцій: піщані дренажі, паперові комбіновані дренажі і ін., також застосовують електроосмос (рис. 11.14).

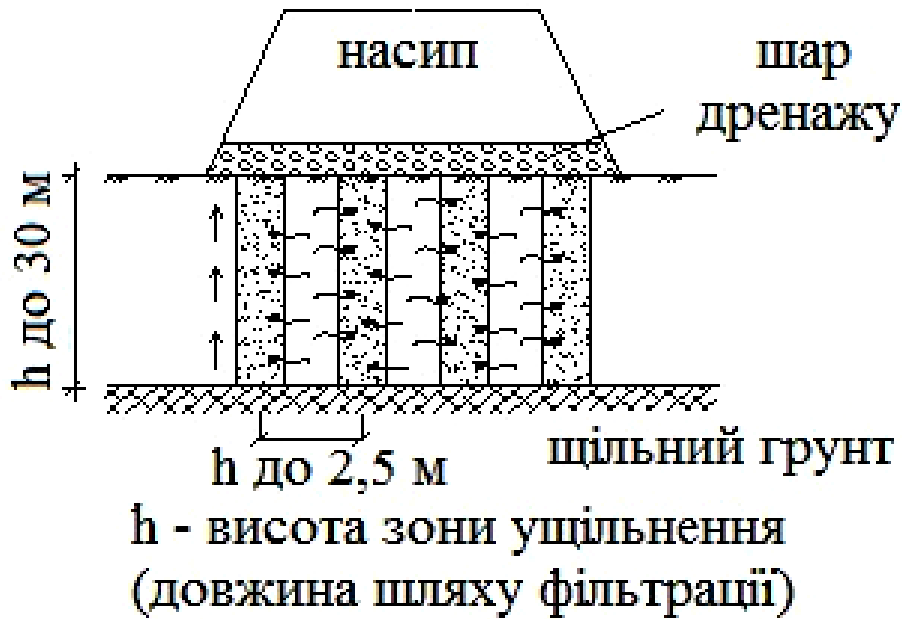


Рис. 11.14. Схема уцілювання ґрунтів за допомогою вертикальних дренажів.

Час уцілювання ґрунтів t обернено пропорційний коефіцієнту фільтрації k_f і квадрату висоти зони уцілювання h^2 .

Тобто $t = f(k_f; h^2)$ – за рахунок зміни коефіцієнта фільтрації k_f в багато разів зменшується час уцілювання.

Технологія влаштування вертикальних піщаних дренажів аналогічна технології виготовлення піщаних паль.

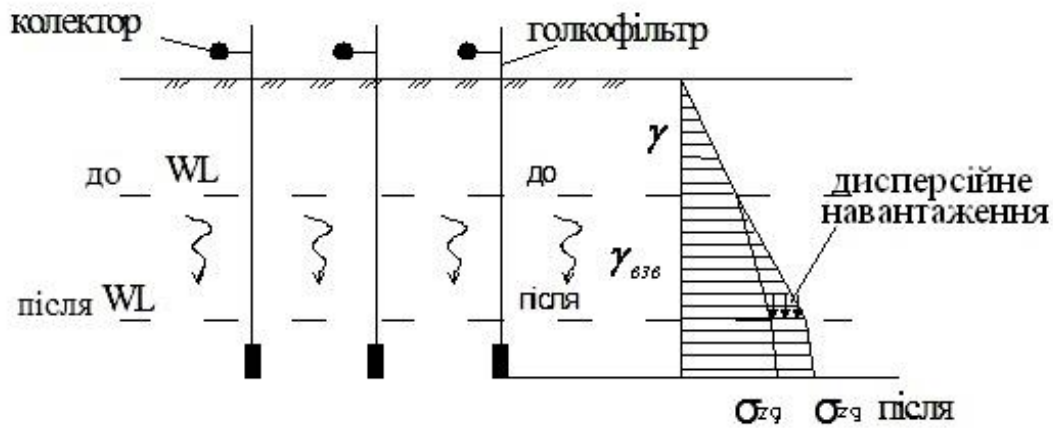
Паперові комбіновані дренажі мають поперечне січення 4×100 мм і складаються з полімерного жорсткого ребристого сердечника і фільтруючої оболонки.

Дренаж вводиться в ґрунт в обсадній трубі прямокутного січення статичним втискуванням (на глибину до 20м) їх крок 1,5 – 3,0 м (для піщаних) і 0,6 – 1,5м (для паперових комбінованих).

Уцілювання ґрунту водопониження.

Метод ефективний при уцілюванні водонасичених ґрунтів (краще мілких або пилуватих піски) на великих площах.

Для цього майданчик, на якому потрібно уцілювати ґрунт, оточують (протикають) голкофільтрами при $k_f = 0,05 \dots 0,002$ см/с або при $k_f < 0,002$ см/с – інжекторні голкофільтри (пониження рівня ґрунтових вод до глибини 25 м) або за допомогою електроосмосу (рис. 11.15).



$$P \approx \gamma_w \cdot h$$

Рис. 11.15. Схема ущільнення ґрунтів за допомогою водозниження голкофільтрами

Пониження РГВ призводить до зняття дії води, що тисне, на скелет ґрунту. В об'ємі ґрунту виникає додаткова масова сила рівна різниці $\gamma - \gamma_{\text{âçâ}}$, яка викликає ущільнення ґрунтового масиву.

11.4. Фізико-хімічні методи покращення основ

Дані методи базуються на штучному перетворенні будівельних властивостей ґрунтів (створення міцніших зв'язків між частинками) в умовах їх природного залягання різноманітними фізико-хімічними методами.

Це досягається за рахунок ін'єкції в ґрунт і подальшого тверднення певних реагентів. Важливою умовою застосування ін'єкційних методів закріплення є достатньо висока проникність ґрунтів.

Цементація. Метод служить для закріплення (зміцнення) насипних ґрунтів, галькових відкладень, середніх і крупнозернистих пісків (сухих і вологих при $k_f > 80$ м/добу). Так само використовують для заповнення карстових порожнин, закріплення і зменшення водопроникності тріщинуватих скельних ґрунтів.

Для цементації застосовують цемент тонкого помолу марки не нижче 400. Цементний розчин (співвідношення води і цементу 0,4...1,0) нагнітається в ґрунт (рис. 11.16).

Ін'єкційні розчини подають під тиском через ін'єктори, забиті в ґрунт або опущені в пробурені свердловини. До початку робіт обладнання, що складається з розчинозмішувача, компресора і трубопроводів, промивають чистою водою, потім в ін'єктор подають цементний розчин, який, проникаючи в ґрунт, через деякий час цементує його. Для цементації скельних тріщинуватих порід в розчин додають дрібний пісок.

Цементація можлива і у водонасичених ґрунтах, але там де вода стояча; при наявності течії води цементний розчин відносить.

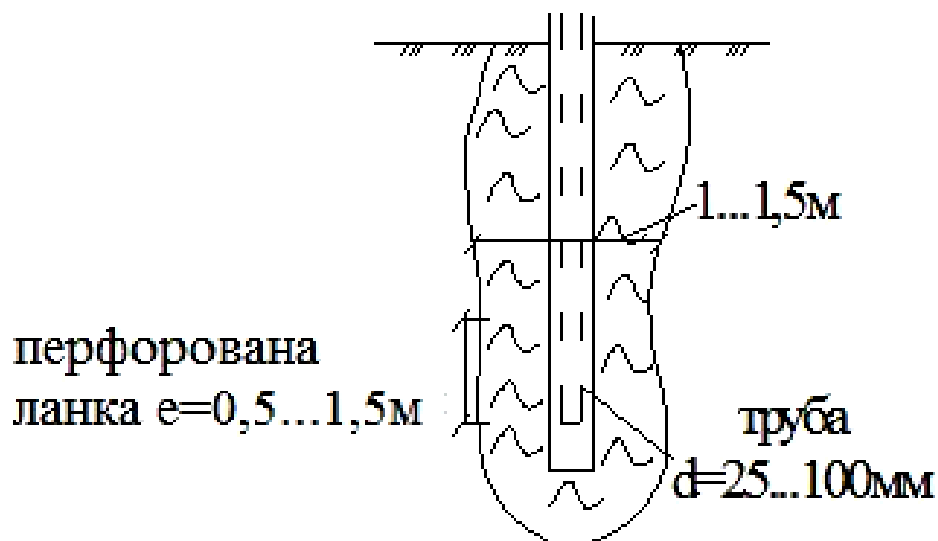


Рис. 11.16. Схема цементації

Радіус закріплення, тиск подачі розчину, витрату цементного розчину і міцність цементованих ґрунтів встановлюють дослідним шляхом. Міцність ґрунту після затвердіння цементу складає 1,0...3,5 МПа.

Метод цементації застосовують також для посилення конструкцій самих фундаментів. Для цього в тілі фундаменту пробурюють шпури, через які в матеріал або кладку фундаменту під високим тиском нагнітається цементний розчин.

Силікатизація застосовується для хімічного закріплення пісків з $k_f=0,5...80$ м/добу, макропористих глинистих просідних ґрунтів з $k_f=0,2...2$ м/добу (лесові ґрунти), і окремих видів насипних ґрунтів.

Суть методу полягає в нагнітанні в ґрунт *силікату Na* у вигляді розчину (рідке скло), яким заповнюється поровий простір. За відповідних умов (за наявності твердника), розчин переходить в гелевидний стан, тверднучи з часом. Створюються нові зв'язки між частинками, що приводить до збільшення міцності, зменшенню стисливості ґрунту (рис. 3.17).

Розрізняють силікатизацію: однорозчинну (лесовий ґрунт) і двохрозчинну (піски).

Особливістю силікатизації *лесових ґрунтів* є те, що до складу цих ґрунтів входять солі, що виконують роль твердника рідкого скла. Процес закріплення відбувається миттєво, досягається міцності 2 МПа і більш. Закріплення водостійке, що забезпечує ліквідацію просідних властивостей лесових ґрунтів.

Силікатизація однорозчинна:



$Na_2O_nSiO_2$ – рідке скло;

$CaSO_4$ – солі в лесовому ґрунті;

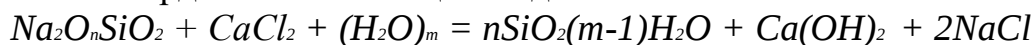
$nSiO_2(m-1)H_2O$ – гель кремнієвої кислоти.

Спосіб двохрозчину полягає в наступному. У ґрунт занурюються ін'єктори (труби $d=38$ мм) з нижньою перфорованою ланкою, завдовжки 0,5...1,5 м. Через них в піски нагнітається розчин силікату натрію під тиском 1,5

Мпа. Через сусідню трубу, занурену на відстані 15...25см, нагнітають розчин хлористого кальцію.

Іноді обидва розчини подають по черзі через один і той же ін'єктор (перший розчин при його зануренні, другий розчин при витягуванні).

Після тверднення гелю міцність досягає 2...5 МПа.



$Na_2O_nSiO_2$ – 1-й розчин. Рідке скло;

$CaCl_2$ – 2-й розчин. Хлористий кальцій;

$nSiO_2(m-1)H_2O$ – в'язкий матеріал, гель кремнієвої кислоти.

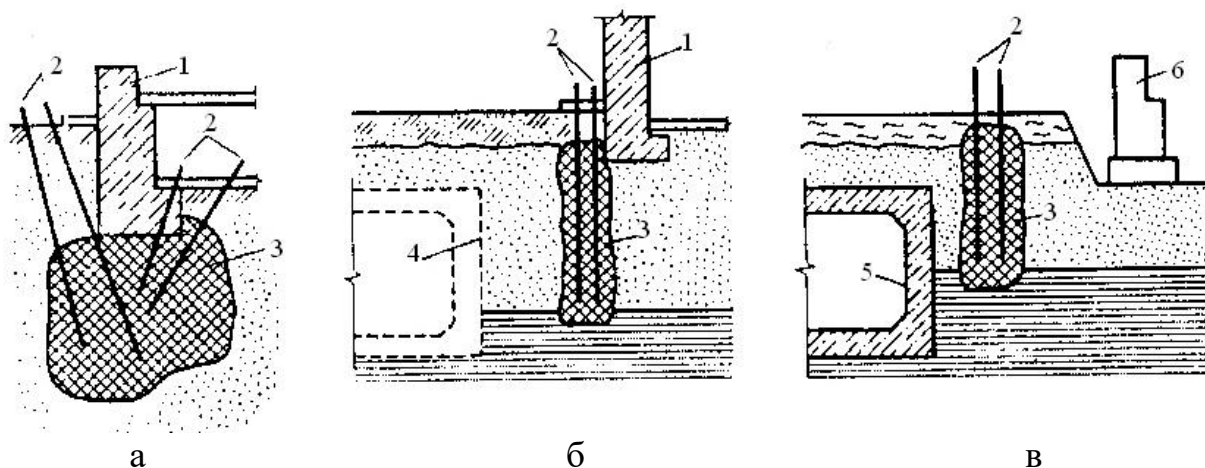


Рис.11.17. Схема закріплення методом силікатизації а – основ фундаментів;
б – захисту фундаментів будівель при будівництві підземних споруд;
в – при зведенні будівель: 1 – фундамент; 2 – ін'єктори; 3 – зони закріплення;
4 – підземна споруда, що будується; 5 – існуючий тунель;
6 – будівля, що будується

Регулюючи *склад твердника* можна в широких межах варіювати час гелеутворення (від 20...30 хвилин до 10...16 годин). На повне тверднення гелю потрібний 28 днів.

Збільшення часу гелеутворення необхідне в малопроникних ґрунтах, де для забезпечення необхідного радіусу закріплення потрібний тривалий час на проникнення розчину.

Смолізація – закріплення ґрунтів смолами. Суть методу полягає у введенні в ґрунт високомолекулярних органічних сполук типу карбамідних, фенолформальдегідних і інших синтетичних смол в суміші з твердниками – кислотами, кислими солями. Через певний час в результаті взаємодії з твердниками *смола полімеризується*.

Час гелеутворення 1,5...2,5 години, повне зміцнення відбувається після двох діб. Смолізація ефективна в сухих і водонасичених пісках з $k_f=0,5-25$ м/добу.

Міцність, що досягається, коливається в межах 1...5 Мпа і залежить в основному від концентрації смоли в розчині. Організація робіт аналогічна силікатизації. Радіус закріпленої зони складає 0,3...1,0 м і залежить від коефіцієнта фільтрації k_f . Метод відносять до дорогих.

Глинизація і бітумування. Глинизацію застосовують для зменшення водопроникності пісків. Через ін'єктори в пісок нагнітається водна суспензія бетонітової глини із вмістом монтморилоніту $\geq 60\%$. Глинисті частинки, випадаючи в осад, заповнюють пори піску, внаслідок чого його водопроникність знижується в декілька порядків.

Бітумування застосовують в основному для зменшення водопроникності, закріплення тріщинуватих скельних порід, при контакті з підземними водами.

Через свердловини в скельні масив нагнітається розплавлений бітум (або спеціальні його емульсії). Відбувається заповнення тріщин і масив стає практично водонепроникним.

Термічне закріплення ґрунтів (випалення) застосовують для зміцнення сухих макропористих пилуватоглинистих ґрунтів, що володіють газопроникністю (лесові ґрунти).

Технологія термічного закріплення ґрунтів полягає в збільшенні міцності структурних зв'язків ґрунту під впливом високої температури, в результаті чого утворюються міцні водостійкі структурні зв'язки між частинками і агрегатами ґрунту. При випалюванні втрачається значна частина хімічно зв'язаної води, змінюються властивості ґрунту, зменшується розмочуваність, здатність до набухання і майже повністю зникають просадочні властивості.

У пробуренні в ґрунтовій основі свердловини діаметром 100-200 мм опускають форсунку з керамічним затвором (рис. 11.18). Через форсунку подають паливо (газоподібне або рідке) і повітря під тиском для підтримки процесу горіння. Подачу повітря і палива регулюють так, щоб в свердловині підтримувалася температура 750-850°C. При витраті повітря 34...39 м³ на 1 кг палива забезпечується обробка 1 погонного метра січення свердловини і ґрунту.

Термічну обробку однієї свердловини проводять безперервно протягом 5...12 діб, при цьому закріплюється масив ґрунту діаметром 2,0...2,5 м, а міцність ґрунтової основи становить 1,0...3,0 МПа.

Для створення необхідної форми і січення зміцненого ґрунту контролюють температурний режим по довжині свердловини, так як при спалюванні палива в її верхній частині стовп обпаленого ґрунту набуває форму усіченого конуса. Для збільшення поперечного перерізу нижньої частини стовпа обпаленого ґрунту треба регулювати процес фільтрації нагрітих в свердловині газів. При переміщенні форсунки по довжині свердловини отримують випалювання ґрунту на окремих ділянках, виділених діафрагмами-відсікачами, в межах яких підтримується постійна і заздалегідь встановлена температура, так як при температурі понад 350°C відбувається оплавлення стінок свердловини, а при температурі нижче 300°C усуваються просадочні властивості ґрунтової основи.

Якщо випал ґрунту проводиться по всій площі основи проекрованої будівлі, то свердловини повинні бути розміщені так, щоб обпалені ділянки стикалися один з одним.

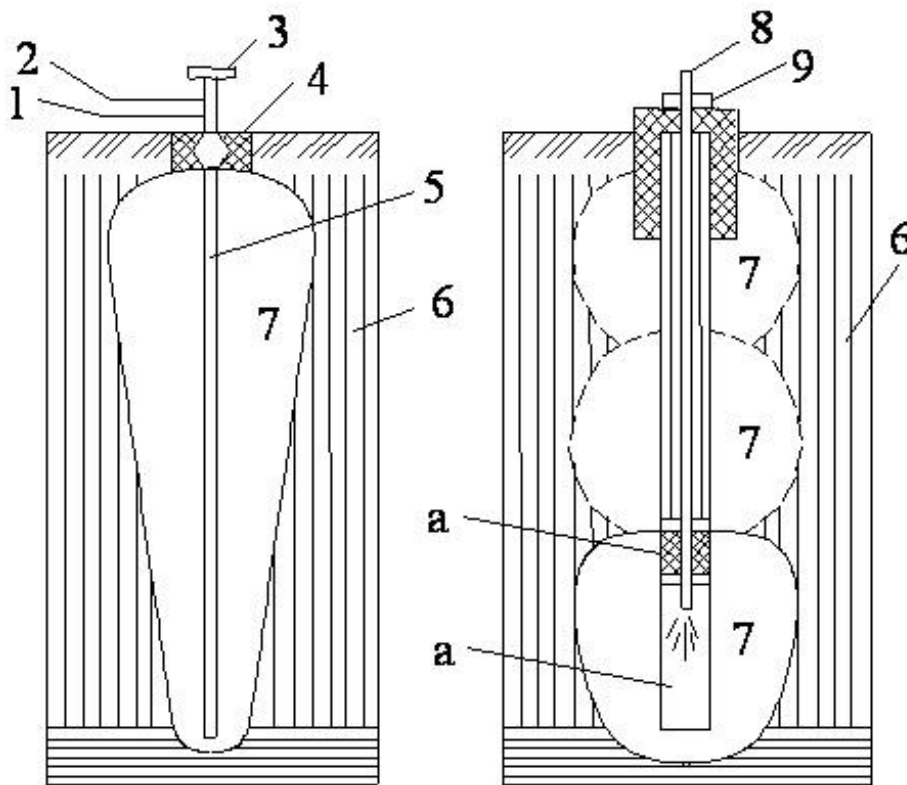


Рис.11.18. Схеми термічного закріплення ґрунтів: а – при спалюванні палива в гирлі свердловини; б – при пересуванні камери згорання вздовж свердловини:
 1 – трубопровід для рідкого палива; 2 – те ж, для повітря; 3 – форсунка;
 4 – затвор з камерою згорання; 5 – свердловина; 6 – лесовий просідний ґрунт; 7 – зона термічного закріплення; 8 – гнучкий шланг; 9 – натягач;
 10 – жароізоляційний матеріал

В результаті термічної обробки виходить зміцнений конусоподібний масив ґрунту діаметром зверху 1,5...2,5 м з низу 0,2...0,4 м та глибина 8...10 м .

Застосовується і інша технологія, що дозволяє спалювати паливо в будь-якій по глибині частини свердловин. В результаті утворюються ґрунтові масиви (термопалі) сталого січення. Терміни випалення в цьому випадку дещо скорочуються, спрощується технологія робіт.

Міцність обпаленого масиву $R \approx 100 \text{ кг/см}^2$

12. ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

При великих зосереджених навантаженнях, коли влаштування фундаментів мілкового закладання в котловані неможливе або невигідне, а палі не забезпечують необхідною несучою здатністю, а також при будівництві важких і чутливих до нерівномірних осадок споруд (масивні ковальські молоти, крупні преси, будівель і насосних станцій і водозаборів, опори мостів, заглиблені і

підземні споруди – гаражі, склади, ємкості, глибокі колодязі і тому подібне) прагнуть передавати навантаження на скельні або напівскельні основи, тобто малостискуємі ґрунти. У ряді випадків при цьому доводиться прорізати значну (декілька десятків метрів) товщу слабких водонасичених ґрунтів.

Для цього вдаються до влаштування фундаментів глибокого закладання.

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 фундаменту глибокого закладання 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.

Розрізняють наступні види фундаментів глибокого закладання: опускні колодязі; кесони; тонкостінні оболонки; бурові опори і фундаменти, що зводяться методом «стіна в ґрунті».

12.1. Опускні колодязі

Опускний колодязь – це відкрита зверху і знизу порожниста конструкція будь-якої конфігурації в плані, яка занурюється в ґрунт, як правило, під дією власної ваги в процесі розробки ґрунту всередині колодязя (рис. 12.1).

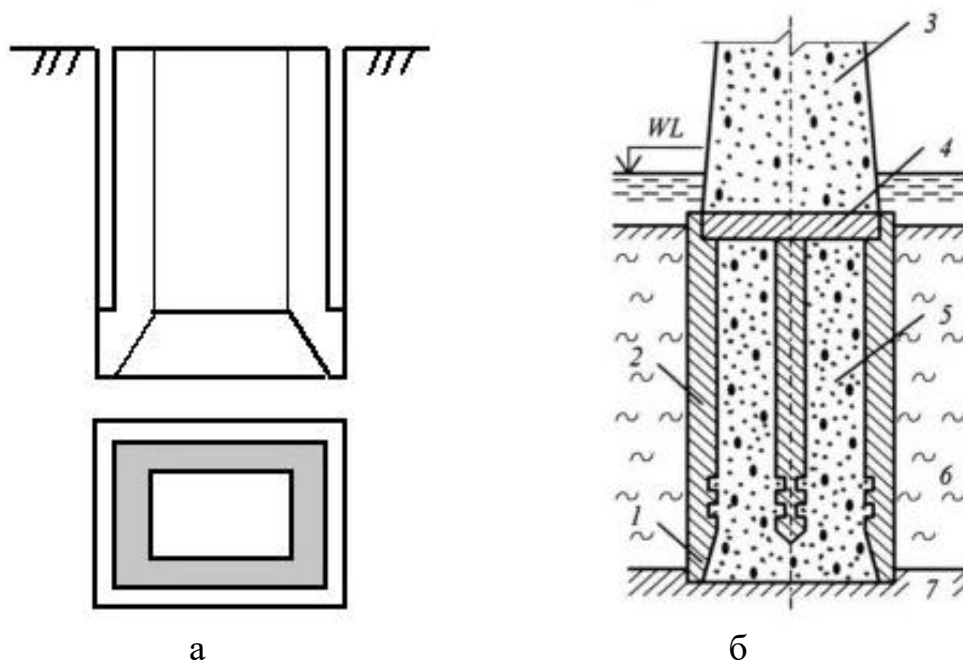


Рис. 12.1. Опускний колодязь: а – схема опускного колодязя; б – фундамент у вигляді опускного колодязя; 1 – консоль; 2 – стінки колодязя; 3 – над фундаментна частина споруди; 4 – залізобетонна плита; 5 – бетон заповнення порожнини; 6 – слабкий ґрунт; 7 – міцний ґрунт

Частину колодязя, що зводять до його опускання, розміщують на

тимчасовій основі, наприклад на щебеневій призмі. В процесі опускання слідкують за вертикальністю колодязя, відповідно розробляючи ґрунт. При цьому періодично нарощують колодязь шляхом бетонування монолітних або монтажу збірних чи збірно-монолітних ярусів (рис.12.2).

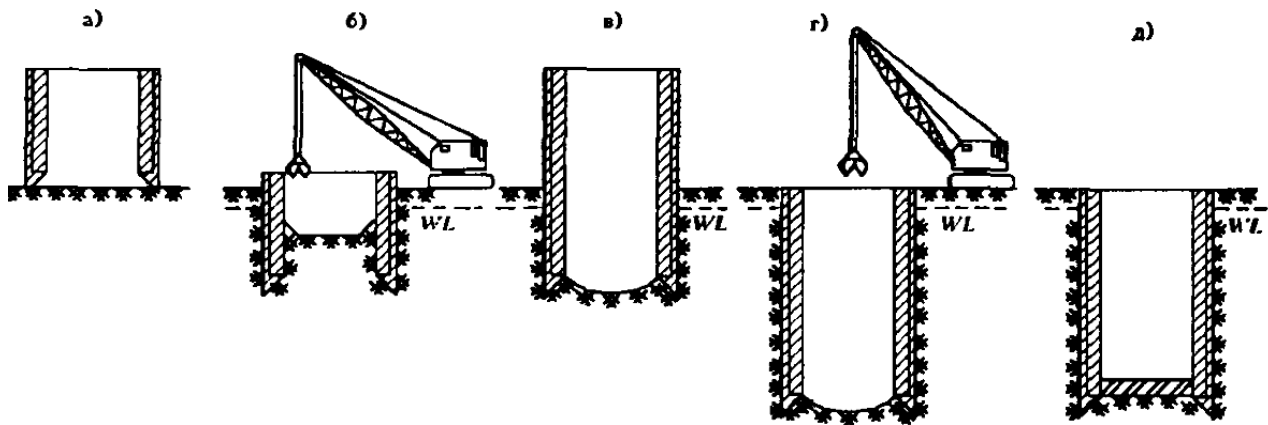


Рис.12.2. Схема влаштування опускового колодязя:

а – встановлення на поверхні; б – заглиблення; в – нарощування нової секції; г – опускний колодязь опущений до міцного шару ґрунту; д – для опускового колодязя влаштовано дно

Вибір механізмів для розробки ґрунту залежить від розмірів колодязя та інженерно-геологічних умов.

При відсутності підземних вод або в умовах водопониження застосовують розробку ґрунту в колодязі екскаваторами або бульдозерами (рис.12.3.а). Вийнятий ґрунт баддями піднімають на поверхню. Цей метод прийнятний при розробці пухких пісків, легких супісках, гальки. Використовують також засоби гідромеханізації в легко розмиваючих ґрунтах (піски, супіски, дрібні суглинки), але при наявності на будмайданчику необхідної кількості води, забезпечення достатньої кількості електроенергії і трубами для скидання пульпи за межі будівельного майданчика. Глибину розробки ґрунту на одну висоту опускання приймають рівною 1,5...2,0 м.

На обводненій території або в ґрунтах з високим рівнем підземних вод попередньо проводять водозниження або відкачування води. Глибинне водозниження здійснюють за допомогою голкофільтрів, розташованих по периметру, і відкачуванням насосами.

Розробку ґрунту під водою зазвичай здійснюють грейфером (рис.12.3.б).

По мірі нарощування ваги опускового колодязя вертикальність його переміщення в ґрунті контролюється інструментально. Можуть виникати складності при недостатньо проведених інженерно-геологічних дослідженнях – з'являються включення твердих порід під ножовою частиною колодязя, що створює нерівномірне переміщення по вертикалі, викликає перекид або зависання, а іноді призводить до руйнування стінок опускового колодязя.

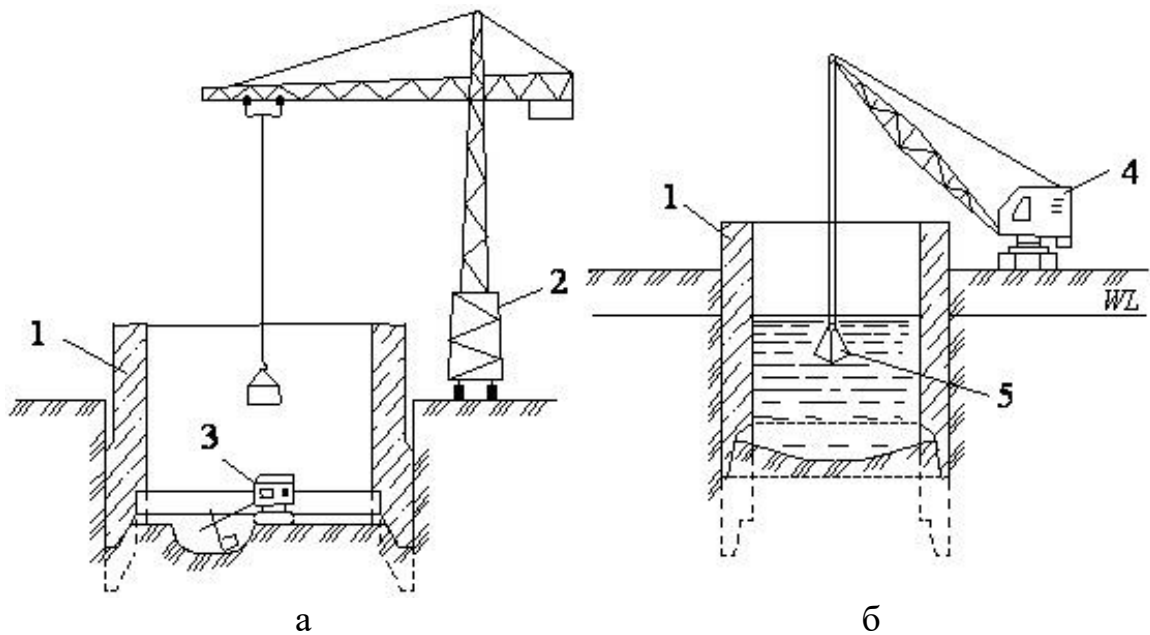


Рис.12.3. Розробка ґрунту в опускному колодязі: а – насухо за допомогою екскаватора; б – під водою за допомогою грейфера;
1 – колодязь; 2 – баштовий кран; 3 – екскаватор;
4 – кран-екскаватор; 5 – грейфер

Форма колодязя в плані визначається конфігурацією проектованої споруди (рис. 12.4).

Найбільш раціональною є кругла форма, оскільки стінка круглого колодязя працює тільки на стискування, і при заданій площі основи володіє найменшим зовнішнім периметром, що зменшує сили тертя по їх бічній поверхні, що виникають при зануренні. Плоскі ж стінки опускних колодязів в основному працюватимуть на вигин (що далеко не вигідно), але, з іншого боку, прямокутна і квадратна форма дозволяє раціональніше використовувати площу внутрішнього приміщення.

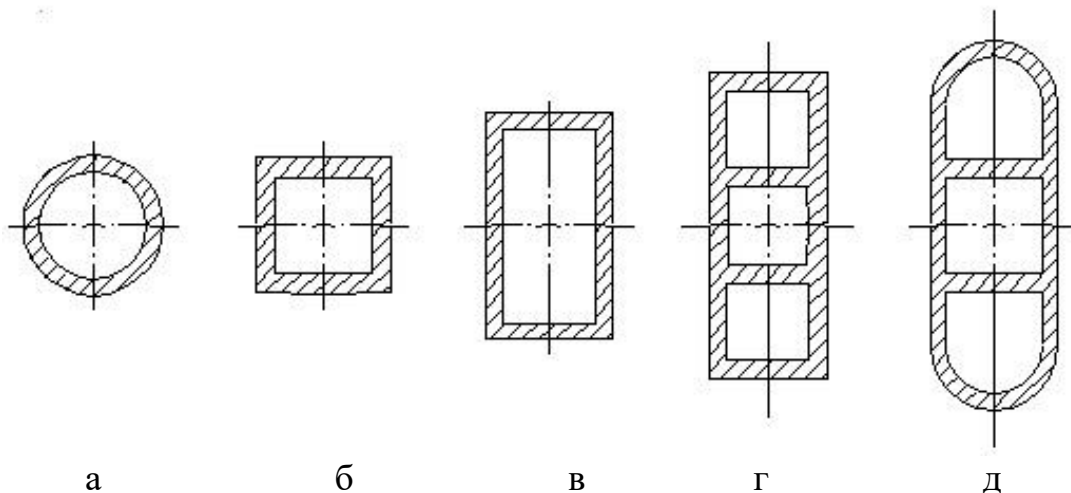


Рис.12.4. Форми січень опускних колодязів в плані:
а – кругла; б – квадратна; в – прямокутна; г – прямокутна з поперечними перегородками; д – із закругленими торцевими стінками

У будь-якому випадку контур колодязя має бути в плані симетричним, оскільки будь-яка асиметрія ускладнює його занурення (прекоси, відхилення).

Конструкційні матеріали для опускних колодязів: дерево; кам'яна або цегляна кладка; метал; бетон; залізобетон – найбільш поширений.

Вони бувають монолітними (тільки коли форма колодязя в плані має складний контур, немає можливості виготовлення збірних елементів, при проходці скельних ґрунтів і ґрунтів з великим числом валунів), збірно-монолітними та збірними (найбільш поширені).

Товщина стінок колодязя визначається з умови створення необхідної ваги для подолання сили тертя в процесі занурення і може перевищувати 2 м. Нижня частина колодязя називається ножом.

Для зменшення тертя поверхні стінок з оточуючим ґрунтом передбачають в ножовій частині виступ, який утворює пазуху в процесі занурення колодязя. Пазуху заповнюють розчином бентонітової глини, яка утримує стінки ґрунту в вертикальному положенні. Також для зменшення тертя колодязям надають конічну або циліндричну ступінчасту форму, з використанням тиксотропної суспензії. Оболонка опускного колодязя з монолітного залізобетону складається з двох основних частин: 1 – ножовий; 2 – власне оболонки (рис. 12.5).

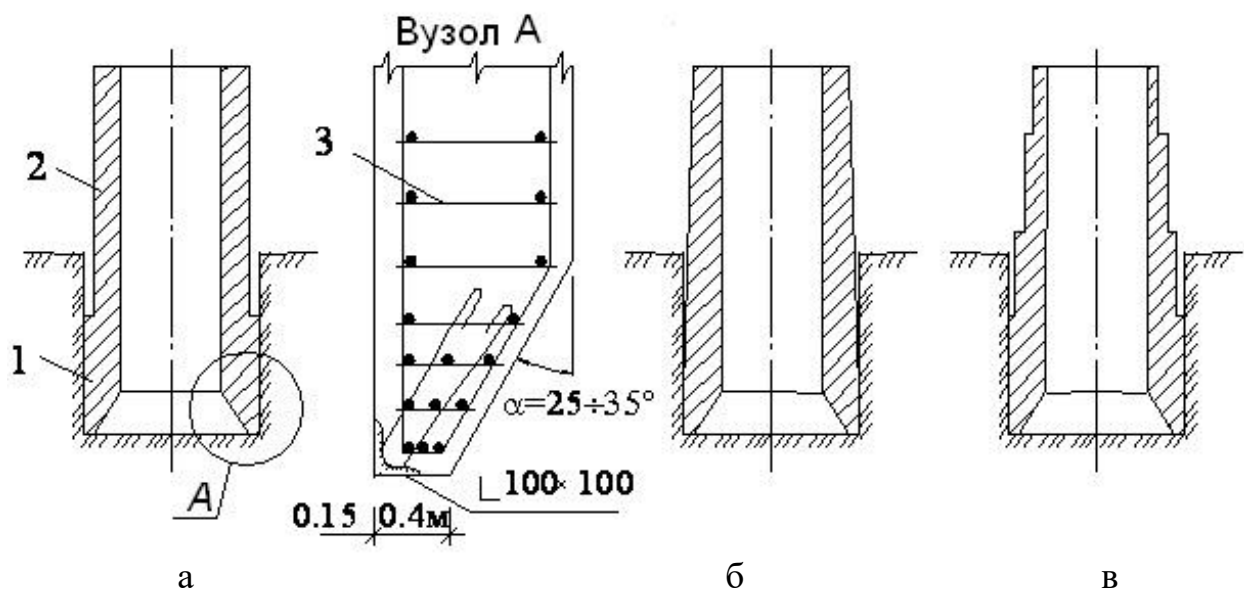


Рис.12.5. Форма вертикальних січень монолітних опускних колодязів: а – циліндрична; б – конічна; г – циліндрова ступінчаста; 1 – ножова частина опускного колодязя; 2 – оболонка опускного колодязя; 3 – арматура ножа колодязя

Ножова частина ширша за стіну оболонки на 100...150 мм з боку ґрунту.

Товщина стін монолітних колодязів визначається з умови створення ваги, необхідної для подолання сил тертя.

Бетон має бути міцним, щільним (вага) і мати високу водонепроникність – С30/35.

Монолітні залізобетонні колодязі виготовляють безпосередньо над

місцем їх занурення на спеціально виготовленому вирівняному майданчику. При $h_k > 10\text{м}$ його бетонування ведеться окремими ярусами, послідовно. До опускання переходять лише після набиранням бетону 100% міцності, що непродуктивно (втрата часу).

До *недоліків* монолітних залізобетонних опускних колодязів також слід віднести: велику витрату матеріалів, що не виправдана вимогами міцності; значну трудомісткість, за рахунок їх виготовлення повністю на будівельному майданчику.

Переваги монолітних колодязів: простота виготовлення; можливість надання їм будь-якої форми; відсутність (як правило) небезпеки спливання.

Із *збірних* опускних колодязів найбільшого поширення набули колодязі з *порожнистих прямокутних елементів* (рис.12.6).

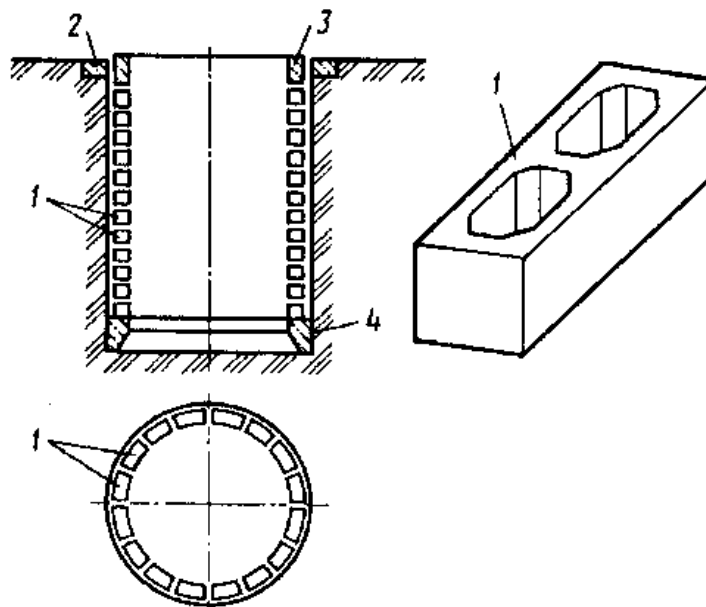


Рис.12.6. Збірний опускний колодязь з порожнистих прямокутних блоків:

1 – блоки; 2 – формашта; 3 – монолітний залізобетонний пояс; 4 – ніж з монолітного залізобетону

Колодязі з порожнистих прямокутних елементів виконують з монолітною ножовою частиною, на якій вмонтовується оболонка із збірних двохпустотних блоків, без перев'язки швів (один на іншій). Блоки скріплюються між собою тільки у вертикальних швах. В результаті утворюються вертикальні порожнини в блоках на всю висоту колодязя, заповнювані надалі бетоном. Якщо колодязь розбитий по висоті, то у верхній частині кожного ярусу опускання влаштовують монолітний пояс.

Наявність в блоках наскрізних порожнин дозволяє регулювати вагу колодязя при його опусканні або для вирівнювання при перекосах (заповнення порожнин важкими матеріалами, що також за необхідності утримує колодязь від спливання).

З плоских вертикальних панелей (клепок) (рис12.7).

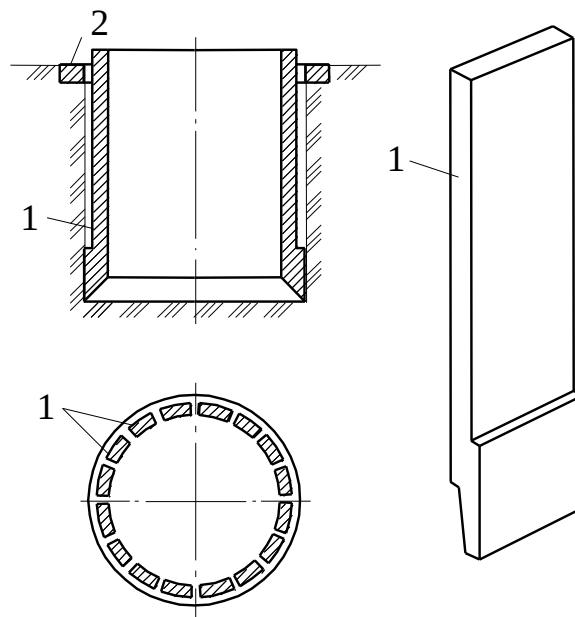


Рис.12.7. Збірний опускний колодезь з вертикальних панелей:
1 – панелі; 2 – форшахта;.

Кожна з плоских вертикальних панелей (клепок) є елементом стіни колодезя на всю його висоту. Між собою панелі з'єднуються за допомогою петлевих стиків або накладками при зварюванні.

За необхідності зведення такого опускного колодезя більшої висоти стіни його нарощують такими ж панелями, але вже без ножової частини. При цьому в горизонтальному стикі панелі верхнього і нижнього ярусу з'єднують зварюванням заставних деталей.

12.2. Кесони

Кесон. Ця назва виникла від французького слова *caisson*, тобто ящик. Якщо в ґрунті є дуже міцні прошарки або тверді включення, занурення опускних колодезів неможливе. У таких випадках застосовують кесонний фундамент, або кесон. Це – залізобетонна повітронепроникна міцна коробка, утворена товстою стелею та бічними стінками, але без дна (рис. 12.7.а). У порожнину безперервно подається стиснуте повітря по трубах із компресорної станції. Тиск залежить від товщини водоносного шару, яка відлічується від ножової частини. Таким чином, проникнення в порожнину кесона води неможливе, а в його робочій камері, висота якої не менше ніж 2,2 м, утворюється робочий простір, де, власне, і виконуються роботи.

Для сполучення робочої камери із зовнішнім простором використовують

спеціальне шлюзове обладнання, яке складається з шлюзового апарата та шахтних труб і виготовлене з листової сталі. У свою чергу, шлюзовий апарат має центральну камеру й дві прикамерки – пасажирську для робочих та вантажну для матеріалів.

Опускання робочих у камеру кесона здійснюється у такій послідовності. В пасажирській прикамерці знижується тиск до атмосферного, туди люди заходять, і двері зачиняються. Далі в прикамерці повільно підвищується тиск до того рівня, який є в робочій камері кесона. Коли тиск повітря в прикамерку дорівнюватиме тиску повітря в центральній шлюзовій камері, відчиняються двері до центральної камери й люди через шахтну трубу по драбині або ліфтом опускаються до робочої камери. Весь процес переходу від атмосферного тиску до підвищеного, залежно від різниці між ними, триває 5–60 хв. Підняття робочих у спеціальну шлюзову камеру й вихід назовні здійснюють у зворотному порядку.

Тиск у робочій камері кесона, коли там працюють люди, не повинен перевищувати $0,35 \dots 0,4 \text{ МПа}$, що відповідає висоті стовпа води над робочим місцем 35...40 м. У таких умовах людина може перебувати не більше 2 годин, із яких лише одну годину можна займатися фізичною працею.

Після досягнення проектної глибини закладання фундаменту камеру кесона заповнюють бетонною сумішшю (рис. 12.7.б). Потім демонтують шлюзовий апарат і шахтні труби; вертикальну шахту також заповнюють бетонною сумішшю. В результаті отримують фундамент глибокого закладання, на якому зводять кладку над фундаментної частини будівлі або споруди.

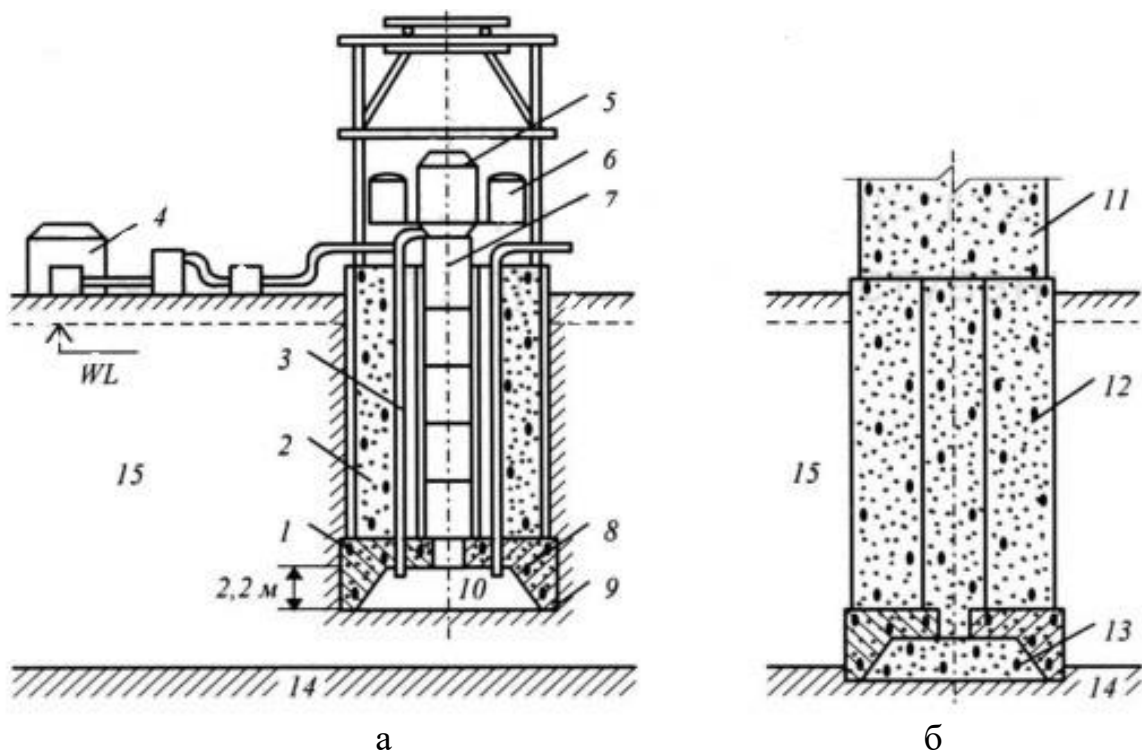


Рис. 12.7. Кесон: а – занурення кесона; б – кесонний фундамент; 1 – консоль; 2 – над кесонна кладка; 3 – труба для стиснутого повітря; 4 – компресорна станція; 5 – центральна шлюзова камера; 6 – прикамерки; 7 – шахтні труби; 8 – стеля кесона; 9 – ніж; 10 – робоча камера кесона; 11- кладка над фундаментної частини; 12 – бетон заповнення шахти; 13 – бетон заповнення робочої камери; 14 – міцний ґрунт; 15 – слабкий ґрунт

Перевага кесонів порівняно з іншими видами фундаментів полягає в тому, що вони дозволяють зводити фундаменти глибового закладання в будь-яких геологічних і гідрогеологічних умовах. До суттєвих недоліків кесонів варто віднести шкідливий вплив стиснутого повітря на організм людини, великий об'єм кесонної кладки в масивній конструкції фундаменту, неіндустріальність конструкції та високу вартість кесонних робіт.

У зв'язку з великою шкідливістю для людини робіт в умовах підвищеного тиску, кесони звичайно замінюють буровими глибокими опорами, тонкостінними оболонками й іншими типами фундаментів.

12.3. Тонкостінні оболонки і бурові опори

Тонкостінна оболонка є порожнистим циліндром із звичайного або заздалегідь напруженого залізобетону. Вони почали широко застосовуватися тільки з появою потужних віброзанурювачів, що дозволяють занурювати в ґрунт елементи великих розмірів.

Оболонки випускаються секціями завдовжки від 6 до 12 м і зовнішнім діаметром від 1 до 3 м. Довжина секцій кратна 1 м, товщина стінок складає 12 см. На рис 12.8 як приклад показана секція оболонки діаметром 1,6 м.

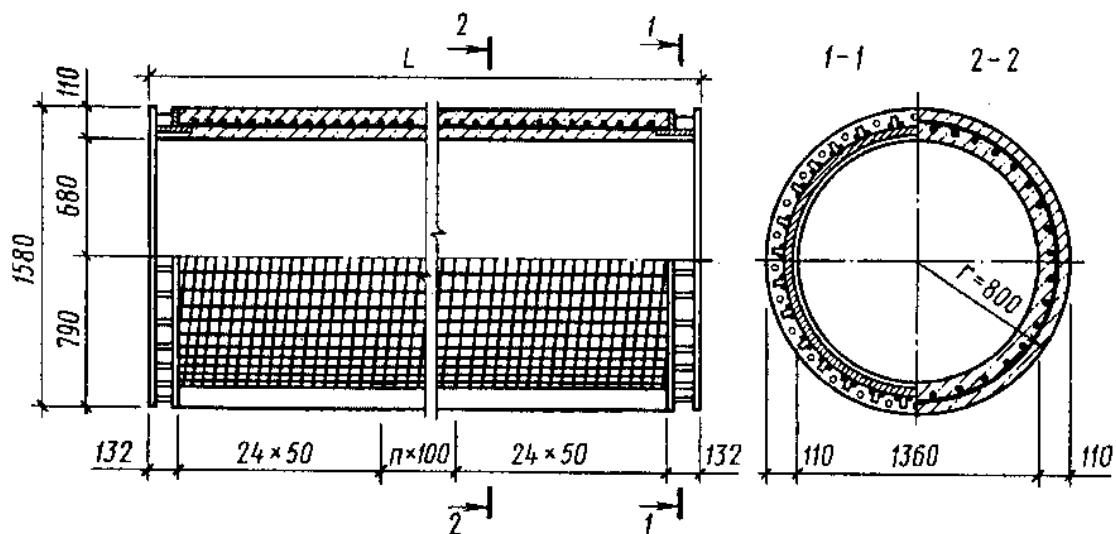


Рис.12.8. Конструкція типової оболонки діаметром 1,6 м

Найкращими типами з'єднань секцій є *зварне*, використовується для попередньої збірки на будівельному майданчику, і *фланцеве* на болтах, використовується для нарощування оболонок в процесі занурення (рис.12.9).

Занурення оболонок в ґрунт здійснюється, як правило, віброзанурювачами. Для полегшення занурення, а також для запобігання руйнуванню оболонки при зустрічі з твердими включеннями кінець нижньої секції забезпечується ножем.

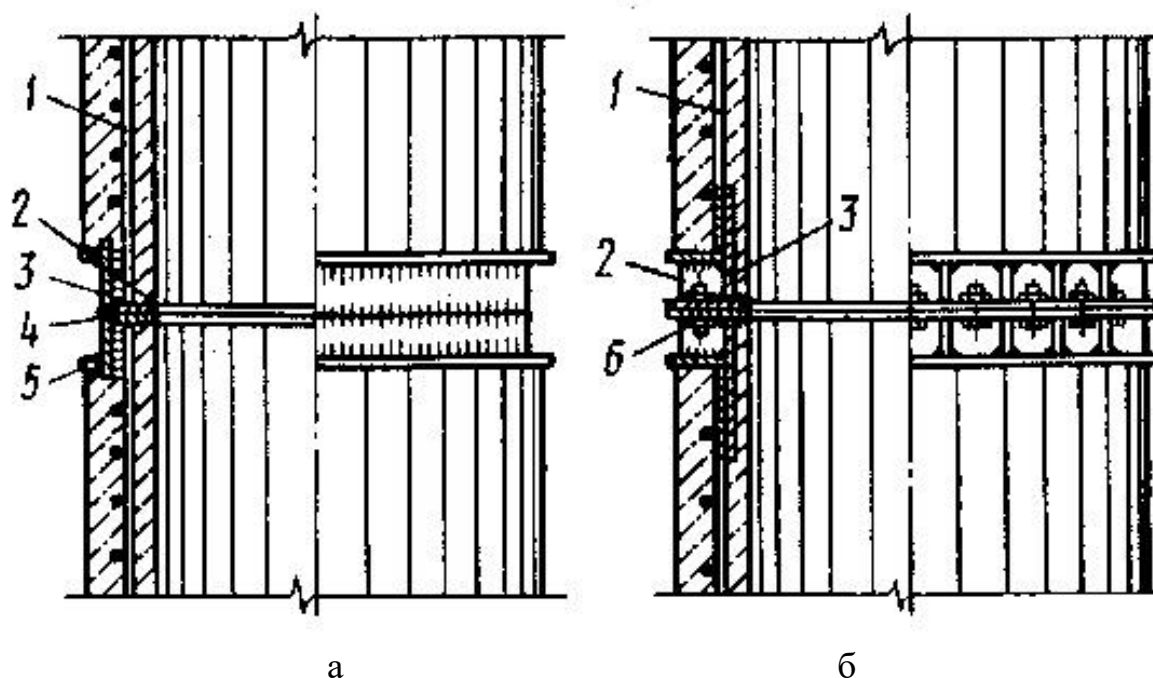


Рис.12.9. З'єднання секцій оболонок:

а – зварне з'єднання; б – фланцево-болтове з'єднання;

1 – стрижень подовжньої арматури; 2 – ребро; 3 – обичайка;

4 – зварний шов; 5 – сталевий стрижень; 6 – болт.

Для підвищення опору оболонки дії значних зовнішніх зусиль зазвичай її порожнина після занурення до заданої глибини заповнюється бетоном. При зануренні в піщані ґрунти внизу залишають ущільнене піщане ядро заввишки не менше 2 м (рис.12.10.а).

Завдяки цьому зберігається природна щільність піщаного ґрунту в основі оболонки, що забезпечує краще використання його несучої здатності.

Щоб зменшити об'єм бетону, що укладається, або взагалі виключити виробництво бетонних робіт на будівельному майданчику, розроблені конструкції оболонок з потовщеними до 160...200 мм стінками *посилені оболонки*.

Різновидом посилених оболонок є *оболонки з несучою діафрагмою*. Діафрагма влаштовується в нижній секції оболонки на висоті одного – два її діаметрів і має центральний отвір для витягання ґрунту з її порожнини при зануренні (рис.12.10.б).

У нескельних ґрунтах збільшення несучої здатності оболонки за ґрунтом досягається влаштуванням внизу розширеної плити.

Переваги тонкостінних оболонок: індустріальність їх виготовлення; висока збірність і механізація всіх робіт; краще використання міцнісних властивостей матеріалу фундаменту.

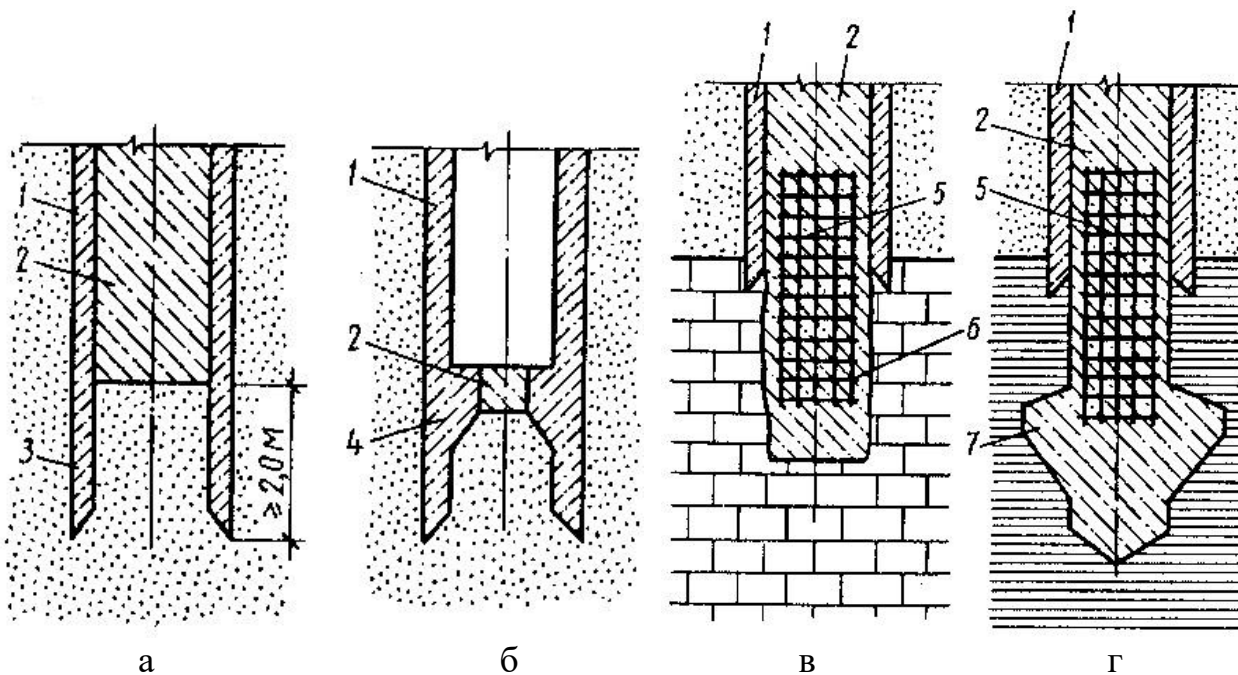


Рис.12.10 Конструкція збірних залізобетонних оболонок:

- а – оболонка з ущільненим піщаним ядром; б – посилена оболонка з несучою діафрагмою; в – оболонка, закладена в скелю; г – оболонка з розширеною п'ятою; 1 – оболонка; 2 – бетонне заповнення; 3 – ніж; 4 – несуча діафрагма; 5 – арматурний каркас; 6 – бурова свердловина в скельній породі; 7 – розширена п'ята

Найраціональніше тонкостінні оболонки застосовувати при великих вертикальних і горизонтальних навантаженнях. Такі поєднання навантажень найбільш характерні для мостів, гідротехнічних і портових споруд.

Бурові опори. Буровими опорами є бетонні стовпи, які зводять шляхом укладання бетонної суміші в заздалегідь пробурені свердловини. Укладання бетонної суміші проводиться під захистом або глинистого розчину, або обсадних труб, витягуваних при бетонуванні.

Технологія влаштування бурових опор та ж, що і буронабивних паль. По суті, вони є буронабивні палі великого січення ($d > 80 \text{ см}$).

Нижні кінці буронабивних опор обов'язково доводять до щільних ґрунтів, тому вони працюють як стояки. Іноді їх роблять з розширеною п'ятою.

Бурові опори володіють значною несучою здатністю ($\geq 1000 \text{ т}$) і розраховуються як палі-стояки.

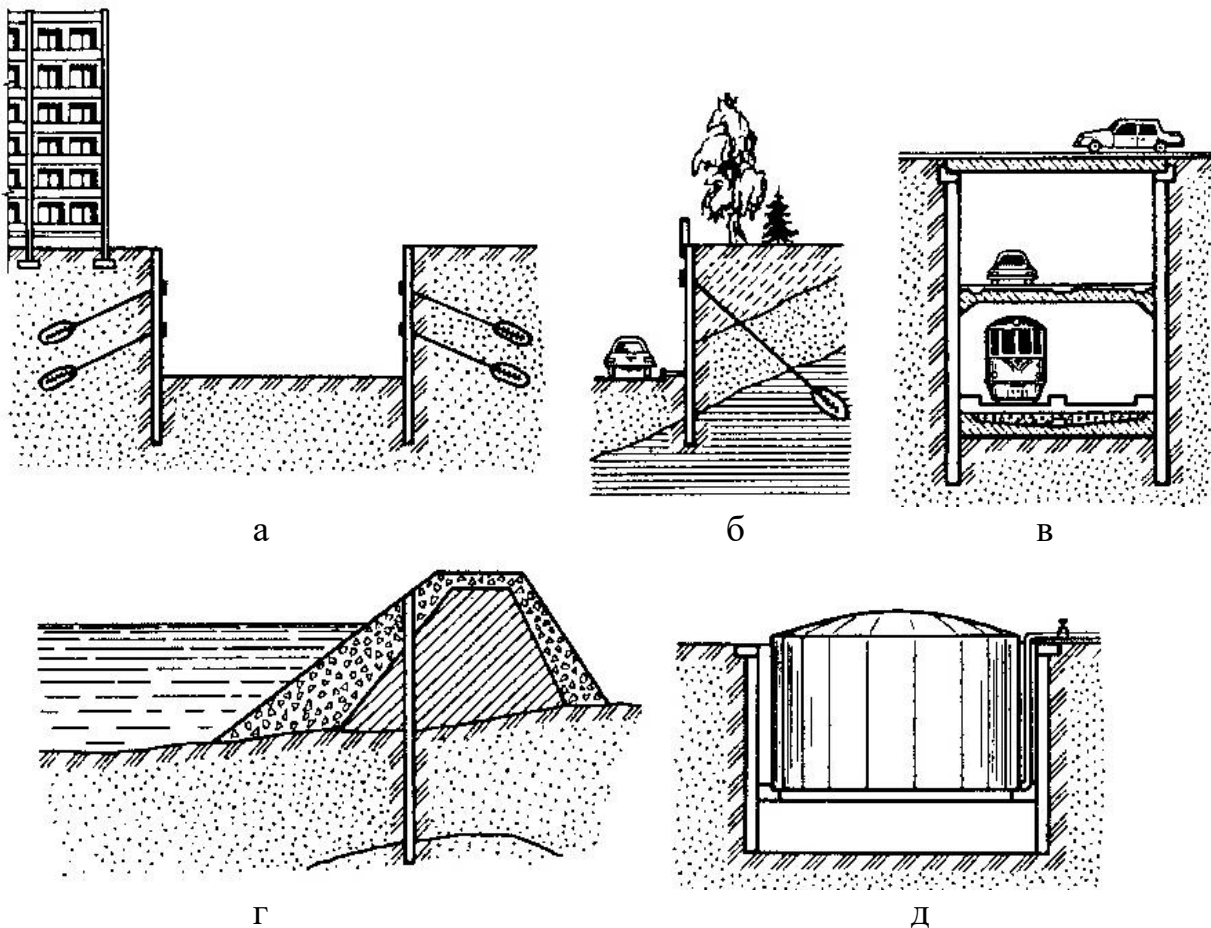
12.4. Фундаменти, що виготовляють методом “стіна в ґрунті”

Як було зазначено вище, будівництво заглиблених у ґрунт споруд у нестійких ґрунтах із високим рівнем ґрунтової води здійснюють найчастіше за допомогою опускних колодязів або кесонів. Але такі фундаменти потребують значних витрат, а будівельні роботи можуть виконувати тільки спеціалізовані організації. Іноді застосування їх узагалі неможливе, наприклад поряд з

існуючими капітальними спорудами, бо практично неможливо виключити надходження насичених водою ґрунтів (пливуні, глини текучої консистенції) до колодязя або кесона.

У таких випадках доцільно використовувати сучасний метод будівництва заглиблених споруд, яким є шліцьові фундаменти або “стіна у ґрунті”.

Суть методу “стіна в ґрунті” полягає в наступному. З допомогою землерийних машин під захистом глинистої суспензії відкопують траншеї. Потім їх бетонують або монтують в них збірні елементи, які утворюють у ґрунті конструкції будівель і споруд переважно у вигляді стін. Таким способом виготовляють фундаменти будівель, підземні споруди, підпірні стінки а також протифільтраційні завіси (рис. 12.11). При будівництві замкнутих в плані споруд після зведення стін ґрунт з внутрішньої частини споруди виймають, бетонують днище і виготовляють перекриття.



Ріс.12.11. Конструкції, що споруджуються способом «стіна в ґрунті»:
а – котловани в міських умовах; б – підпірні стінки; в – тунелі;
г – протифільтраційні діафрагми; д – підземні резервуари

Спосіб широко використовують нижче і вище ґрунтових вод, він найбільш ефективний при тісній забудові території.

Окрім заглиблених споруд, методом “стіна в ґрунті” можна влаштовувати протифільтраційні завіси. Влаштування “стіни в ґрунті”

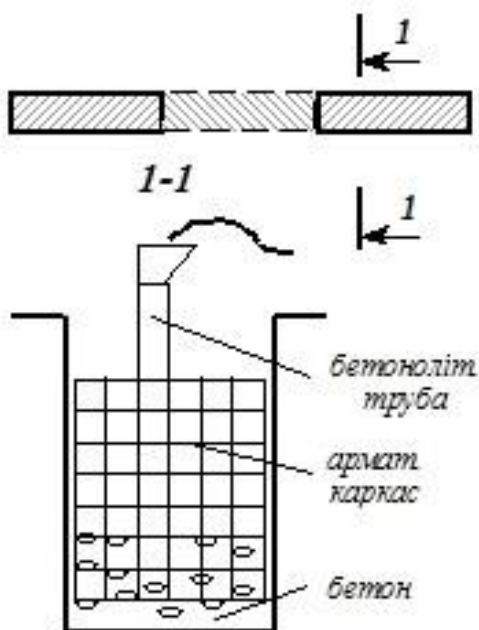
найдоцільніше у водонасичених ґрунтах при високому рівні підземних вод. Спосіб особливо ефективний при заглибленні стін у водотривкі ґрунти, що дозволяє повністю відмовитися від водовідливу або глибинного водопониження.

Істотною перевагою способу є можливість влаштування глибоких котлованів і заглиблених приміщень поблизу існуючих будівель і споруд без порушення їх стійкості, що особливо важливе при будівництві в обмежених умовах, а також при реконструкції споруд.

Технологія зведення “стіни в ґрунті” (рис. 12.12).

1. Зведення “стіни в ґрунті” починається з влаштування збірної або монолітної форшахти, яка служить як напрямна для землерийних машин, опорою для підвішування армокаркасів, бетолитних труб, збірних залізобетонних панелей і тому подібне і забезпечує стійкість стінок у верхній частині.

2. Викопування котловану окремими захватками. Відкопавши першу захватку, на всю глибину стіни по її торцях влаштовують обмежувачі, арматурний каркас і укладають бетонну суміш. Глиниста суспензія, що витісняється бетоном, відводиться по лотку в запасну ємність або в наступну ділянку траншеї.



Розроблення траншей виконують під захистом суспензії за допомогою бурових агрегатів, бурофрезерних машин, ковшових машин грейферного типу або екскаваторів. Вони дають змогу влаштовувати траншеї шириною 0,4–1,1 м, глибиною від 10 до 50 м, а іноді й до 300 м. Вибір раціонального механізму проводять у два етапи. Спочатку вибирають технічно можливі і практично реальні варіанти, а потім за техніко-економічними підрахунками – найбільш економічний. Так, при глибині траншей від 7 до 15 м та нескількох ґрунтах слід використовувати ковшові механізми (зворотна лопата, грейфер, драглайн, штанговий екскаватор). При глибині 15...25 м у нескількох, а особливо в слабких ґрунтах, слід віддавати перевагу грейферам, бурофрезерним машинам.

Під час виконання робіт у скельних ґрунтах на будь-яку глибину слід використовувати обертове або ударне буріння.

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.

3. Потім переходять до захватки «через одну», а після її влаштування – до проміжної і так далі, в результаті виходить суцільна стіна.

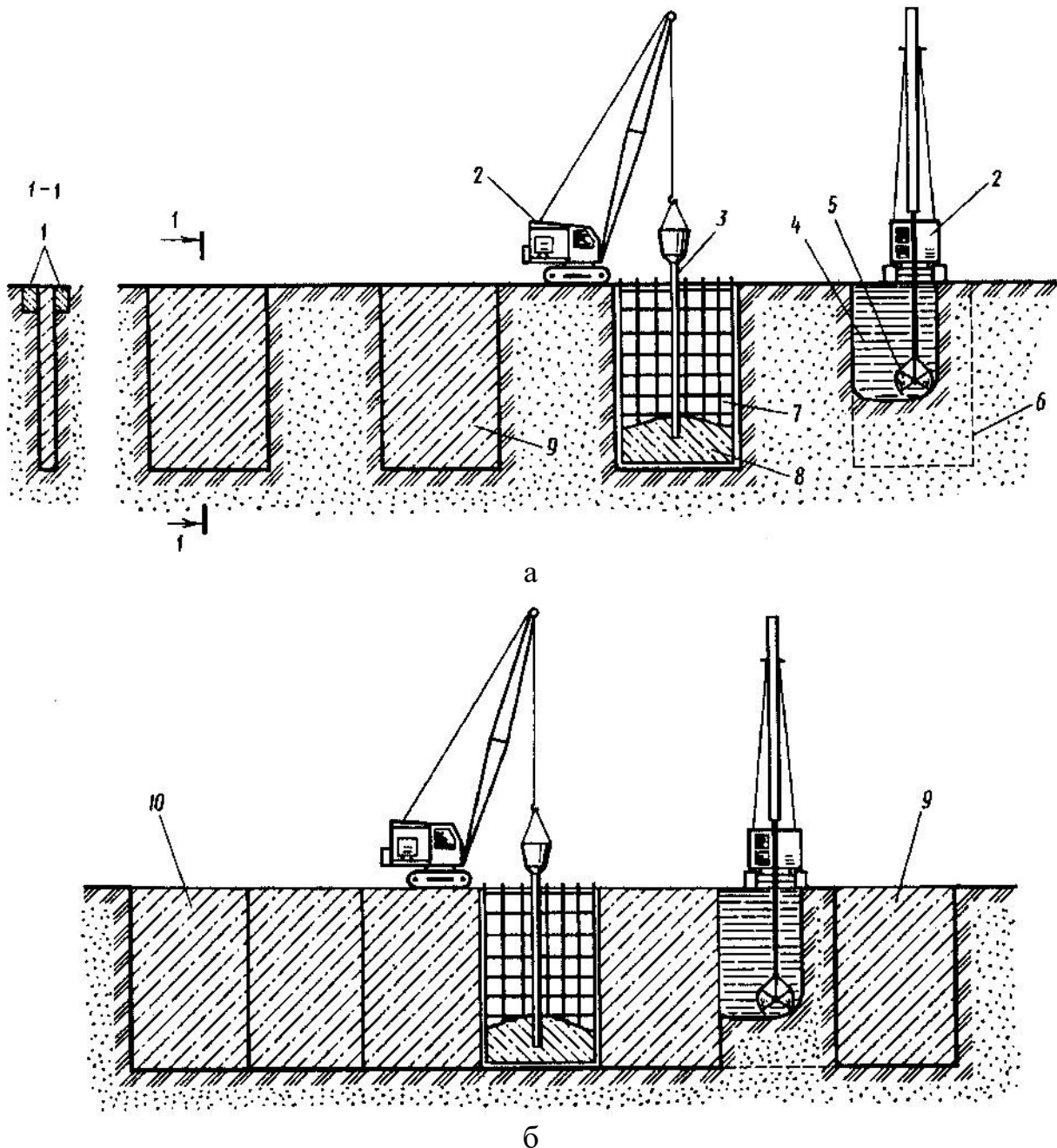


Рис. 12.12. Послідовність зведення «стіни в ґрунті»:

- а – перша черга робіт; б – друга черга робіт; 1 – форшахта; 2 – базовий механізм; 3 – бетонолитна труба; 4 – глинистий розчин; 5 – грейфер;
6 – траншея під одну захватку; 7 – арматурний каркас; 8 – бетонна суміш;
9 – забетонована секція; 10 – готова «стіна в ґрунті»

Після зведення “стіни в ґрунті” по всьому периметру споруди (тобто конструкція замикає в плані майбутню споруду) поетапно видаляють ґрунт з внутрішнього простору. За необхідності на кожному етапі по периметру влаштовують ґрунтові анкери або розпірки. Якщо кріплення не виготовляються, то стійкість стіни при видаленні ґрунту забезпечується її закладенням в основу. Після повного видалення ґрунту з внутрішнього простору до проектної відмітки зводять внутрішні конструкції.

Недоліком влаштування монолітних конструкцій є налипання глинистої суспензії на арматурний каркас (це суттєво ослаблює зчеплення арматури з бетоном). Цього недоліку позбавлені збірні конструкції.

Траншеї протифільтраційних завіс можуть заповнюватись твердіючими (бетон, глиноцементний розчин) і нетвердіючими (грудкова глина) матеріалами. Конкретний матеріал вибирають, виходячи з величини напору води, навантажень на завісу та терміну її роботи.

Ґрунтові анкери. Анкери – це пристрої, які служать для передачі висмикуючих зусиль від будівельних конструкцій на ґрунтову товщу. Їх використовують для закріплення огорож котлованів, стін підземних споруд, опускних колодязів, укосів і схилів, фундаментів димарів, щогл, башт і тому подібне (рис. 12.13).

Анкери перешкоджають спливанню заглиблених споруд, що дозволяє робити їх більш легшими, скорочує витрату матеріалів.

Анкери можна використовувати в різних ґрунтах, за винятком набухаючих, просідних і ґрунтів, мулів, торфів і глин текучої консистенції.

Широке використання анкерів пояснюється виключно позитивним ефектом їх застосування. Так, при влаштуванні глибоких котлованів застосування анкерів дозволяє не лише зробити навколишню конструкцію легшою, але і вести будівельні роботи поряд з існуючими спорудами, не побоюючись розвитку в них надмірних деформацій. Крім того, застосування анкерів дозволяє повністю звільнити внутрішній простір котловану від розпірок і стійок, тим самим значно спростивши і прискоривши виробництво будівельних робіт.

Конструкція анкера залежить від виду споруди, що зводиться, його призначення і терміну служби, геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчика і ряду інших чинників.

За терміном служби анкери поділяють на:

тимчасові анкери влаштовують на термін виконання будівельно-монтажних робіт або для кріплення тимчасових споруд (шпунтові стінки);

постійні анкери є складовою частиною конструкції і влаштовуються на весь термін служби капітальної споруди.

Постійні анкери відрізняються від тимчасових посиленням антикорозійним захистом.

Ґрунтові анкери знаходяться всередині масиву і працюють за рахунок опору ґрунту.

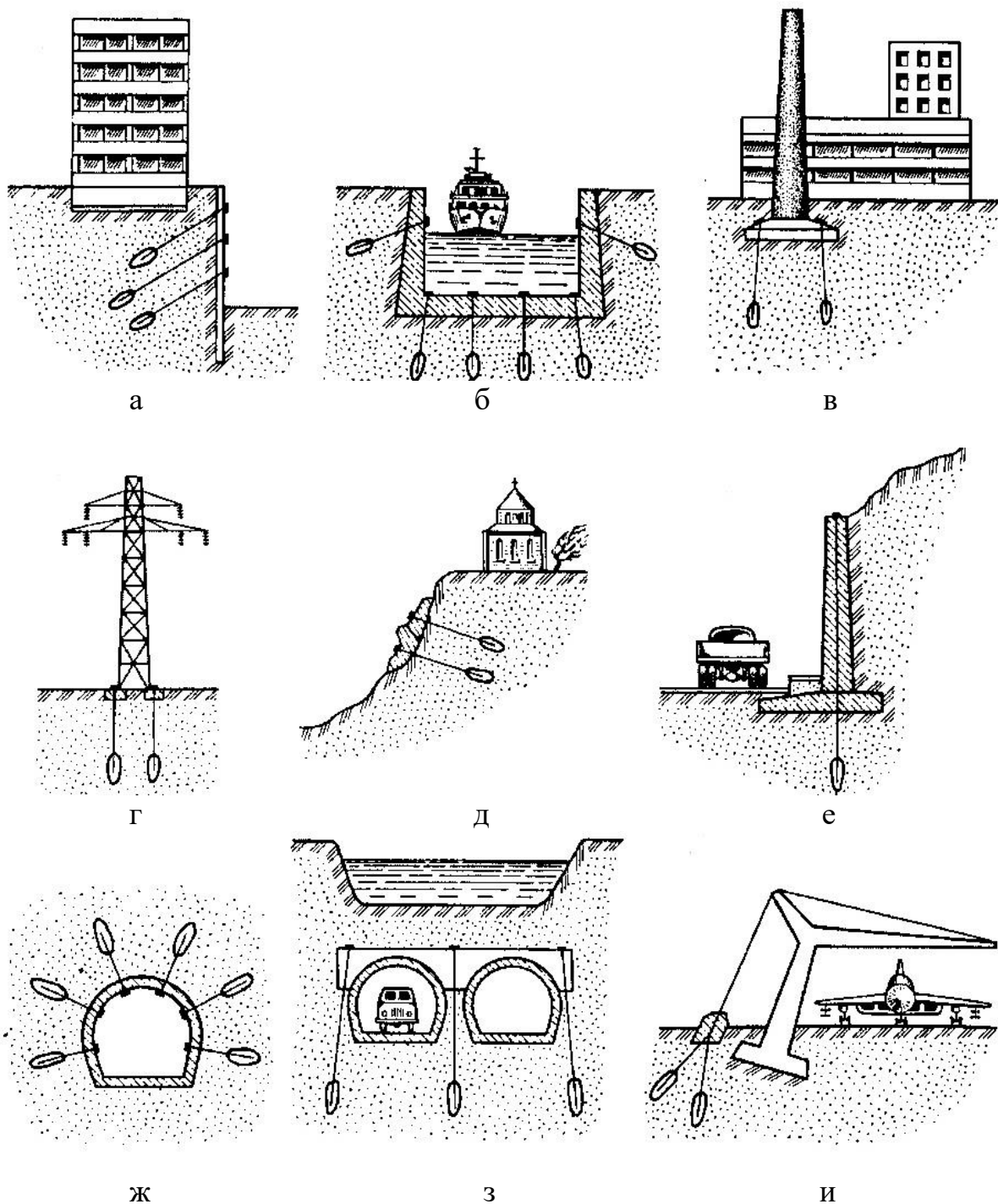


Рис.12.13. Застосування анкерних пристроїв:

а – кріплення котловану; б – кріплення днища і стінок дока або шлюзу;
 в, г – сприйняття висмикуючих сил у фундаментах димарів і щогл ЛЕП;
 д – кріплення укусу; е – посилення підпірної стінки; ж – кріплення зведення
 підземного переходу; з – протидія зважуючому тиску ґрунтової води на тунелі;
 и – сприйняття перекидаючого моменту від перекриття ангара

Конструкція анкера складається з трьох основних частин: оголовка, анкерної тяги і анкерного зароблення – кореня анкера. Оголовок сприймає зусилля від

конструкції, яку кріпить анкер, анкерна тяга передає це зусилля на безпечну відстань в товщу ґрунту, анкерне зароблення забезпечує подальшу передачу зусилля з тяги на оточуючий ґрунт.

Залежно від способу влаштування зароблення (кореня) ґрунтові анкери бувають: засипними, буровими, ін'єкційними, забивними, що загвинчуються, і так далі.

В якості тяжів застосовують суцільні металеві стержні, труби, троси і так далі.

Попереднє натягнення анкерів проводять для запобігання або максимального обмеження переміщень конструкції, що анкерується. Натягнення зазвичай здійснюють за допомогою домкратів.

При влаштуванні анкерів проводять пробні контрольні і приймальні випробування.

Остаточні розміри зони закладення (довжини кореня анкера) призначаються після проведення випробувань дослідних анкерів. Як правило, вона приймається в межах 4...5 м в піщаних ґрунтах і 5...7 м в глинистих. Відстань між анкерами в зоні закладення приймається не менше 1,5 м з тим, щоб їх взаємний вплив не дуже позначався на несучій здатності анкерів.

13. ФУНДАМЕНТИ В СКЛАДНИХ ТА ОСОБЛИВИХ ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

13.1. Загальні положення

За думкою фахівців до складних інженерно-геологічних умов належать ділянки, де в результаті розвитку статичних або динамічних процесів у ґрунтах виникають додаткові деформації, що ведуть до поступової або раптової втрати надійності будівельних об'єктів. Спостереження показують, що майже на всій території України поширені такі умови.

Причиною виникнення таких складних умов, де можливий розвиток особливих процесів (погіршення показників міцності ґрунту; збільшення об'єму ґрунту, виникнення тиску набухання; поступове ущільнення ґрунту від власної ваги, при наявності додаткового тиску тощо) є властивості ґрунту (просідання, набухання, усадка, суфозія, здимання, надмірне ущільнення) або явища природного чи техногенного походження (підтоплення, деформація поверхневих шарів ґрунту внаслідок наявності підземних порожнин, зсуви, динамічне навантаження від сейсмічного впливу чи роботи транспорту або інших механізмів).

З іншого боку, почастишали випадки, коли з причини розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів або необміркованого техногенного втручання звичайний ґрунт основи, який раніше не мав особливих властивостей, поступово перетворюється у слабкий. При не прогнозованому піднятті рівня ґрунтової води активізуються зсуви, набухання

ґрунтів, суфозія, карстові процеси з усіма негативними наслідками для будівельних об'єктів.

Таким чином, співвідношення об'ємів будівництва фундаментів змінюється на користь складних інженерно-геологічних умов, а це в свою чергу призводить до подорожчання будівництва за рахунок ускладнення підземної частини, витрат на інженерну підготовку території, пристосування надземної частини будівель до нерівномірних деформацій основи.

До структурно-нестійких ґрунтів відносять: мерзлі і вічномерзлі ґрунти; лесові просідні ґрунти; слабкі водонасичені; пилуватоглинисті; засолені, заторфованні ґрунти. Також сюди можна віднести і насипні ґрунти. Не дивлячись на відмінність в умовах утворення ґрунтів цієї групи їх об'єднує загальна властивість – в природному стані ці ґрунти володіють структурними зв'язками, які при певних діях різко знижують свою міцність або повністю руйнуються (це може бути від швидко зростаючих, динамічних, вібраційних навантажень або фізичних процесів – підвищення температури мерзлих ґрунтів, обводнення лесових або засолених ґрунтів і тому подібне)

Структурно-нестійкі ґрунти часто називають *регіональними*, оскільки ці ґрунти групуються переважно в певних географо-кліматичних зонах (регіонах).

При будівництві на таких ґрунтах окрім загальноприйнятих для звичайних умов рішень потрібне проведення комплексу *спеціальних заходів*, що враховують їх особливі властивості.

Ці заходи поділяють на чотири групи:

1 група: заходи, що виконують для виключення несприятливих дій на ґрунти.

2 група: способи штучного поліпшення структурних властивостей основ, за допомогою яких нейтралізуються наслідки дії несприятливих чинників.

3 група: конструктивні заходи, що знижують чутливість будівель до нерівномірних деформацій основи.

4 група: застосування спеціальних типів фундаментів.

13.2. Фундаменти в районах вічномерзлих ґрунтів

Характерною особливістю вічномерзлих ґрунтів є те, що їх властивості істотно залежать не тільки від речового складу і вологості, але і від їх *температури*, оскільки при відтаванні мерзлих ґрунтів може спостерігатися схильність до просідання і розрідження, а при замерзанні – морозне здимання.

Тому, прогноз температурного режиму основ в умовах вічної мерзлоти має першочергове значення.

Існує два *принципи будівництва на вічномерзлих ґрунтах*:

1 принцип – вічномерзлі ґрунти основи використовуються в мерзлому стані, збереженому в процесі будівництва і протягом всього періоду експлуатації споруди;

II принцип – в якості основи споруди використовують заздалегідь відтаявші ґрунти або ґрунти, що відтають в період експлуатації споруди.

I принцип застосовується в тих випадках, коли розрахункові деформації основи в припущенні її відтавання перевищують граничне значення і їх не вдається привести в нормальний стан конструктивними заходами або поліпшенням будівельних властивостей основи. Принцип ефективний, коли ґрунти знаходяться в твердомерзломому стані і такий стан може бути збережений при економічно розумних витратах.

Будівництво за першим принципом проводиться з урахуванням таких загальних рекомендацій:

- улаштування фундаментів, які б зменшували теплопередачу в ґрунт; здебільшого такими фундаментами є окремі або пальові;
- обпирання печей і труб на окремі фундаменти з провітрюванням простору між ними;
- використання для влаштування фундаментів малотеплопровідних матеріалів;
- прокладання в тілі фундаментів теплоізолюючих матеріалів, а під фундаментами – настилення дерев'яних брусів або ростверків;
- улаштування водонепроникних підлог у будівлях і спорудах із мокрим технологічним процесом;
- захист основи від поверхневої води;
- заглиблення фундаментів нижче від розрахункової глибини сезонного відтавання, визначеної з урахуванням теплового впливу будівлі, м.

II принцип рекомендується застосовувати при неглибокому розташуванні (заляганні) скельних ґрунтів, а також при малостискуваних мерзлих ґрунтах при відтаванні (щільні великоуламкові ґрунти і піски, пилуватоглинисті ґрунти твердої і напівтвердої консистенції).

При будівництві за *I-м принципом* для збереження вічномерзлого стану основи використовуються різні методи:

Підсипка нездимальним ґрунтом застосовується при вертикальному плануванні територій або влаштовується під окремими будівлями (рис. 13.1.а).

Теплоізоляція у поєднанні з іншими методами для споруд, що займають невелику площу (рис. 13.1.б).

Вентиляція під підлогою – є основним і найбільш поширеним способом регулювання теплового впливу будівлі на температурний режим основи, відкриті простори під підлогою мають сполучення із зовнішнім середовищем (рис. 13.1.в).

У зимовий період простори під підлогою заносять снігом, а влітку в них поступає тепле повітря, яке нагріває основу. Крім того, від цього виникає несприятливий температурний режим у внутрішніх приміщеннях 1-го поверху.

В цьому випадку ефективніші простори *під підлогою з регульованим провітрюванням – з продухами*. Зимом продухи відкриті, а в літній час їх закривають.

Іноді роль вентиляції під підлогою виконують *неопалювальні приміщення 1-го поверху* (рис. 13.1.г).

Підсипка з тубами повітряного охолодження застосовується, головним чином для тепловиділяючих будівель значних, в плані, розмірів. Труби прокладають в межах насипного шару і виводяться назовні – під підлогою або поблизу стін будівлі. Охолодження основи досягається рухом по трубах холодного зовнішнього повітря (рис. 13.1.д).

Заморожуючі колонки застосовують для передбудівельного промороження основ, а також для подальшої підтримки в основі заданого температурного режиму (рис. 13.1.е).

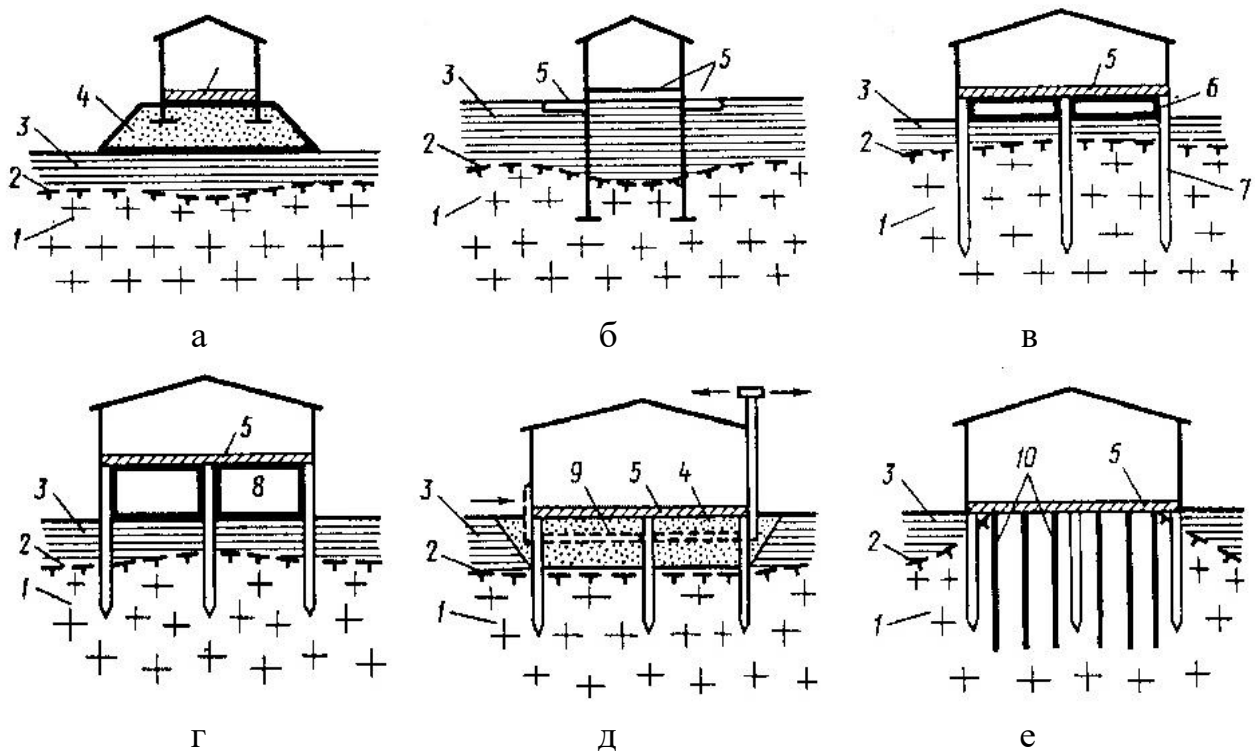


Рис.13.1. Заходи для збереження вічномерзлого стану ґрунтів:
 1 – вічномерзлий ґрунт; 2 – верхня межа шару вічномерзлого ґрунту;
 3 – діяльний шар; 4 – насипний нездимальний ґрунт (середньо крупні піски, великоуламкові ґрунти, шлаки); 5 – теплоізоляція;
 6 – вентиляція під підлогою; 7 – палі; 8 – неопалювальний 1-й поверх;
 9 – вентиляційні канали; 10 – заморожуючі колонки

При використанні *принципу II* на вічномерзлих ґрунтах існують два основні підходи:

Передбудівельне відтавання. Для підвищення температури ґрунту найчастіше використовують голкове гідро- або паровідтавання, або електричне прогрівання із застосуванням електроосмосу і голкофільтрового пониження. Відтавання може бути проведене як в межах всієї площі забудови, так і під окремими фундаментами, якщо це обґрунтовано розрахунком за деформаціями.

Відтавання ґрунтів в процесі експлуатації споруд повинно застосовуватись з великою обережністю і підкріплюватися ретельним прогнозом температурного режиму деформацій основи, що відтає.

Конструкції і методи влаштування фундаментів, що зводять за принципом I.

Застосування фундаментів мілкового закладання в цьому випадку не завжди виправдане за технологічними і економічними міркуваннями. Прорізання шару, що відтає, із заглибленням фундаменту у вічномерзлі ґрунти практикується рідко із-за трудомісткості робіт.

Найбільшого поширення набули *пальові фундаменти*, за умови спеціальних способів їх влаштування:

Буроопускні палі (рис. 13.2.а) застосовують у всіх ґрунтових умовах при температурі ґрунту менше $-0,5^{\circ}\text{C}$. Спочатку в основі пробурюють свердловини діаметром d на 5...10 см більшим за поперечний розмір палі. Потім свердловини заповнюють ґрунтовим розчином, після чого занурюють в них палі. Після замерзання ґрунтового розчину паля опиняється у вічномерзломому ґрунті.

Бурозабивні палі (рис. 13.2.б) влаштовують забиванням паль в заздалегідь пробурені лідируючі свердловини з дещо меншим діаметром d . Такі палі ефективні в пластичномерзлих ґрунтах, які не містять великоуламкових включень.

Опускні палі (рис. 13.2.в) виготовляють методом вморожування і застосовуються в твердомерзлих ґрунтах. Суть методу полягає в тому, що спочатку проводиться локальне відтавання ґрунту паровою голкою, а потім в відтаявший ґрунт занурюється готова паля. Після промерзання ґрунту навколо паля виявляється вмороженню в ґрунт.

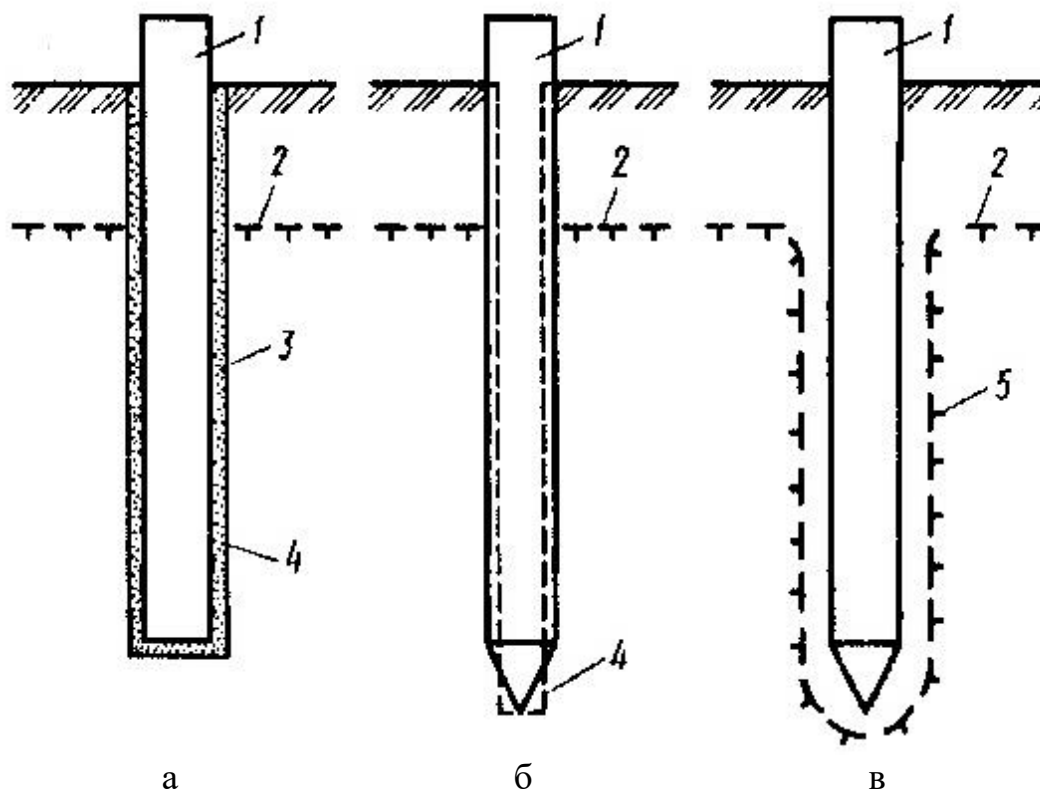


Рис. 13.2. Способи занурення паль у вічномерзлий ґрунт:

1 – паля; 2 – верхня межа вічномерзлого ґрунту; 3 – ґрунтовий розчин;
4 – стінка свердловини; 5 – межа відтавання

Сполучення несучих конструкцій зазвичай здійснюється за допомогою високих ростверків або спеціальних пальових головок. Іноді суміщають палю із стійкою каркаса в одну конструкцію – *палю-колона*.

Конструкція і методи влаштування фундаментів за принципом II, практично не відрізняються від влаштування на не мерзлих основах.

Заходи щодо боротьби з морозним здиманням. Для зменшення дотичних сил здимання фундаменти в межах діючого шару покривають незамерзаючими обмазками на основі бітуму або епоксидної смоли. Застосовують і проздимальні засипки з сухого гравію, гальки, шлаку або засоленої глини, що має понижену температуру замерзання. Конструктивним заходом є заанкерування фундаментів у вічномерзлий ґрунт, що досягається збільшенням глибини закладання. При цьому перевіряється міцність фундаменту на розрив від дії сил здимання.

13.3. Фундаменти на лесових просідних ґрунтах

Лесовими просідними називаються глинисті ґрунти, які під дією зовнішнього навантаження або (і) власної ваги при замочуванні водою чи іншими розчинами дають додаткове осідання, що називається просіданням, причому величина відносного просідання $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

За стандартом (ДСТУ Б.В.2.1-2-96) лесові ґрунти належать до зв'язних, осадових, глинистих ґрунтів II класу. Вони однорідні, бо мають більше ніж 50% частинок розміром 0,05...0,005 мм; у їх складі досить багато легко- та середньорозчинних солей; ґрунти мають велику кількість різноманітних за розмірами порожнин, тріщин, каверн, пор; у маловологому стані утримують укис, близький до вертикального; легко розмокають, а після водонасичення, особливо при дії ударних або вібраційних навантажень, перетворюються у пливуні; колір їх здебільшого світло-жовтий, або світло-коричневий; у сухому стані на дотик борошністі.

Проектування основ і фундаментів на просідних лесових ґрунтах виконують з урахуванням типу ґрунтових умов за просіданням. Ґрунтові умови ділянок, складених просідаючими ґрунтами, розділяються на два типи:

перший – просідання від власної ваги замоченого ґрунту відсутнє або не перевищує 5 см;

другий – просідання від власної ваги замоченого ґрунту перевищує 5 см.

Величина просідання замоченого ґрунту від власної ваги визначається потужністю просідаючої товщі та величиною відносного просідання.

Знаючи величину відносного просідання ε_{sl} можна визначити просідання основи S_{sl} за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i} ,$$

де n – число шарів, на які розділена просідаюча товща;

h_i – товщина i -го розрахункового шару;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, приймається рівним 1 при визначенні просідання ґрунту від власної ваги.

Якщо замочування просідних ґрунтів неможливе, то будівництво виконують як у звичайних умовах. В протилежному випадку передбачають наступні заходи:

- ліквідація властивостей просідання ґрунтів шляхом їх ущільнення або закріплення;
- прорізання просідаючої товщі фундаментами або масивами із закріпленого ґрунту;
- водозахисні заходи;
- конструктивні заходи;
- збільшення розмірів підшви фундаментів таким чином, щоб діючі сумарні напруження (від власної ваги і зовнішнього навантаження) в просідаючій товщі не перевищували початкового тиску просідання.

Якщо сумарна величина осідань і просідань, а також їх нерівномірність не перевищують допустимих величин, то вищенаведені заходи можна не передбачати.

Ми знаємо, що просідання ґрунтів відбувається за рахунок руйнування структурних зв'язків, які складені легкорозчинними солями. Отже, для того щоб позбутися властивостей просідання необхідно попередньо зруйнувати ці структурні зв'язки чи зробити їх стійкими до води чи будь-якої іншої рідини.

Ущільнення просідаючих ґрунтів виконують важкими трамбівками, ґрунтовими палями, витрамбовуванням котлованів, попереднім замочуванням (з вибухами чи без) тощо. Властивості просідання втрачаються при $\rho_d \geq 1,6 \text{ г/см}^3$.

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками. Економічно доцільним є використання цього методу для ущільнення просідаючої товщі потужністю до 4 м. Методика полягає в наступному: трамбівку масою 3...5 т, яка змонтована на базі крана, піднімають на висоту 5...7 м і різко опускають. Під дією власної ваги вона, падаючи на ґрунт, ущільнює його. Кількість ударів по одному сліду для забезпечення необхідного значення ρ_d на потрібну глибину визначається експериментально.

Фундаменти в витрамбованих котлованах. Методика аналогічна до попередньої, проте кількість ударів по одному сліду значно більша. В результаті цього в ґрунті утворюється заглиблення (котлован), в якому влаштовується монолітний фундамент мілкового закладення.

Ущільнення основ ґрунтовими палями. Суть методу полягає в тому, що в ґрунті пробивають чи пробурюють свердловини, які заповнюються ґрунтом з пошаровим його ущільненням. При цьому ущільнюється просідаючий ґрунт навколо свердловин (рис. 13.3).

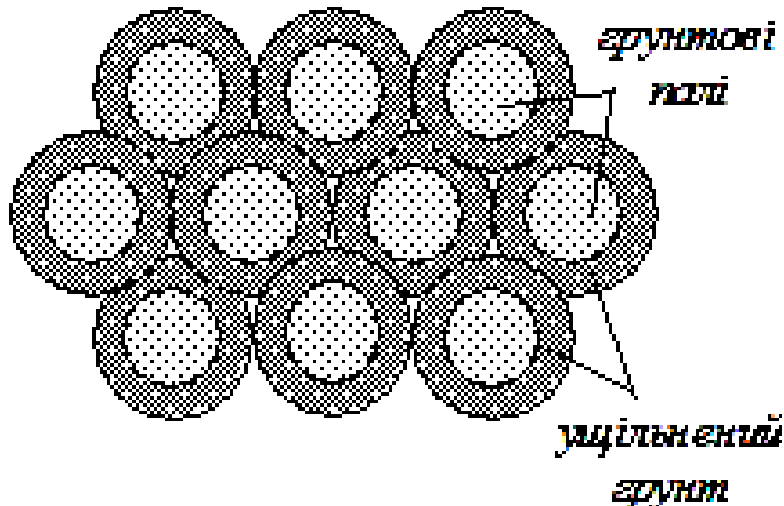


Рис. 13.3. Схема уцілювання основи ґрунтовими палями.

Раціональним є використання методу при потужності просідаючої товщі 8...20 м і вологості, близькій до оптимальної.

У верхній частині масиву відбувається випирання ґрунту, тобто утворюється неущільнений буферний шар, який зрізують або доущільнюють трамбуванням.

Ущільнення ґрунтів замочуванням з вибухами. Ущільнення попереднім замочуванням відбувається за рахунок просідання замоченого ґрунту від власної ваги. При цьому зменшують пористість нижні шари ґрунтів, починаючи з глибини, на якій природні напруження перевищують початковий тиск просідання. Верхні шари недоущільнюються, тому замочуванням переводять ґрунти з II-го типу в I-ий тип за просіданням. Замочування проводиться в котлованах (з свердловинами і без них). Для підвищення ефективності методу в замоченому ґрунті проводять глибинні вибухи.

Хімічне закріплення ґрунтів виконують шляхом нагнітання в просідаючу товщу закріплюючих розчинів (рідке скло – *силікатизація*, різні смоли – *смолізація*).

При взаємодії закріплюючих розчинів з солями, що містяться в ґрунті утворюються компоненти, які є стійкими до води чи будь-якої іншої рідини. Схема хімічного закріплення ґрунтів показана на рис. 13.4.

Якщо новоутворені структурні зв'язки в закріпленому ґрунті є недостатньо стійкими до води, то використовують дворозчинну силікатизацію (почергово нагнітають рідке скло і хлористий кальцій) або газову силікатизацію (рідке скло плюс вуглекислий газ).

При низькому коефіцієнті фільтрації ґрунту використовують електросилікатизацію (одно- чи дворозчинну). Через ґрунт пропускають постійний електричний струм, який спричиняє рух катіонів разом з водою від ін'єктора до електрода.

Технологічні параметри закріплення визначаються за емпіричними залежностями.

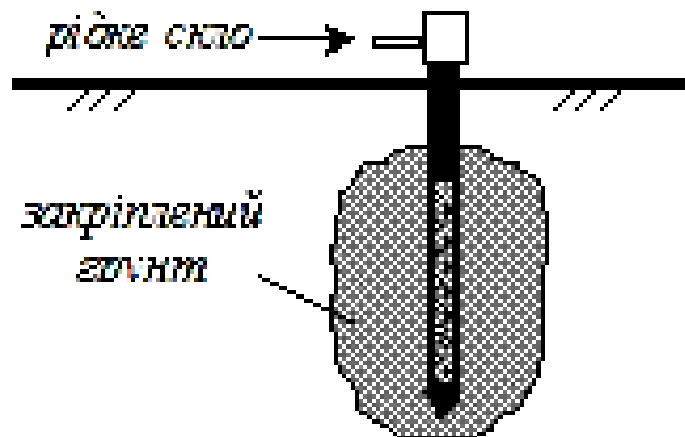


Рис. 13.4. Схема хімічного закріплення ґрунтів.

Використання пальових фундаментів. В усіх випадках палі повинні прорізати просідаючі ґрунти і заглиблюватись в скельні, піщані (крім пухких) чи глинисті ґрунти з показником текучості у водонасиченому стані $I_L < 0,6$ для ґрунтів I-го типу за просіданням, а для II-го – $I_L < 0,4$ при $s_{sl,g} \leq s_u$ і $I_L < 0,2$ при $s_{sl,g} > s_u$ ($s_{sl,g}$ – просідання ґрунту від власної ваги; s_u – гранично допустиме осідання фундаменту будівлі). Величина заглиблення палі в непросідаючий ґрунт визначається виходячи з необхідної несучої здатності палі і повинна бути не менше 1 м для всіх ґрунтів, крім скельних і великоуламкових, для яких вона приймається не менше 0,5 м.

Несуча здатність паль в ґрунтових умовах I-го типу за просіданням (рис.13.5.а) визначається з умови, що такі ґрунти зменшують несучу здатність при замочуванні. Значення опору ґрунту на бічній поверхні палі (f) межах просідаючої товщі слід приймати рівним нулю.

В процесі просідання ґрунтів в ґрунтових умовах II-го типу за просіданням на бічній поверхні палі виникає негативне тертя (рис.13.5.б), яке створює додаткове навантаження, тому розрахунок виконують виходячи з умови

$$N_I \leq P = \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c \cdot P_n,$$

де N_I – розрахункове навантаження на палю;

P – допустиме навантаження на палю;

F_d – несуча здатність палі, що визначається на глибині, де діє позитивне тертя;

γ_k – коефіцієнт надійності;

γ_c – коефіцієнт умов роботи: при $s_{sl,g} = 5 \text{ см}$ $\gamma_c = 0$; при $s_{sl,g} \geq 2s_u$

$\gamma_c = 0,8$. Для проміжних значень γ_k визначається інтерполяцією;

P_n – сила негативного тертя.

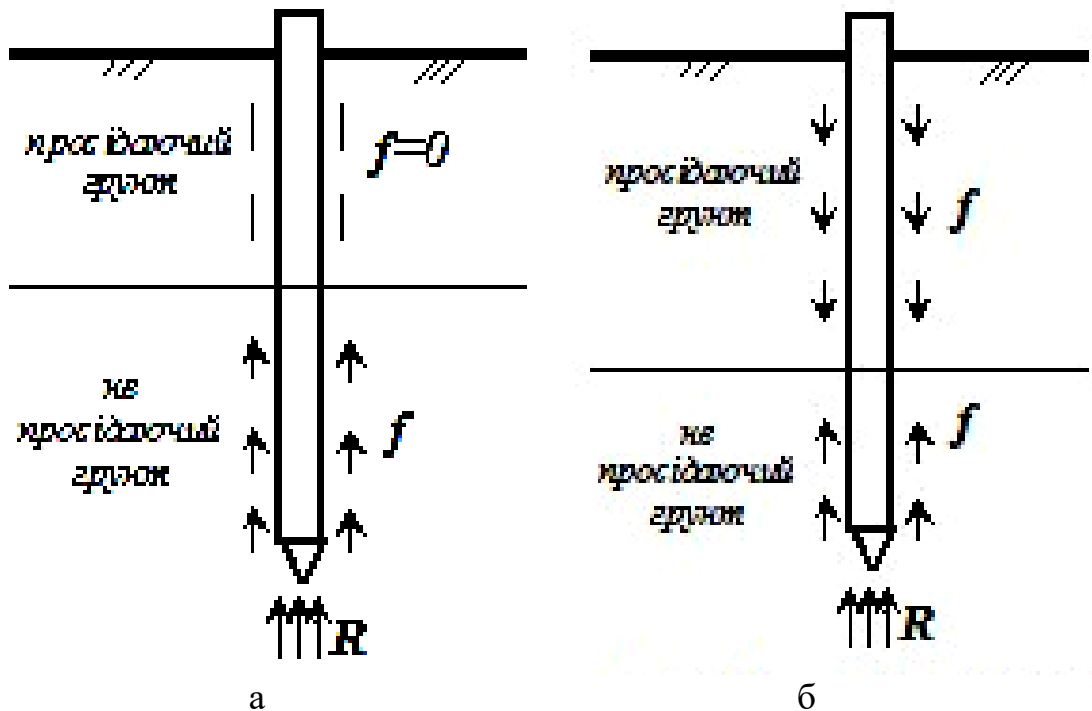


Рис. 13.5. До розрахунку несучої здатності палі в ґрунтових умовах І-го типу за просіданням (а); ІІ-го типу за просіданням (б)

При можливому замочуванні зверху P_n визначається як для зволоженого ґрунту при показнику текучості, розрахованому за формулою

$$I'_L = \frac{0,9 \cdot e \cdot \gamma_w - W_p}{W_L - W_p} \cdot \gamma_s.$$

Якщо визначене $I'_L < 0,4$, то приймають, $I_L = 0,4$.

У випадку підйому рівня ґрунтових вод P_n визначається за формулою

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i \cdot h_i,$$

де u – периметр палі;

h_{sl} – глибина, в межах якої діє сила негативного тертя (приймається рівною глибині, нижче якої просідання ґрунту від власної ваги дорівнює 5 см);

h_i – товщина i -го шару ґрунту (в межах, де проявляється негативне тертя);

τ_i – розрахунковий опір ґрунту, визначається до глибини 6 м за формулою

$\tau_i = \xi \sigma_{zg} \cdot \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1$, а нижче приймається постійним.

Де $\xi = 0,7$ – коефіцієнт бічного тиску;

σ_{zg} – напруження від власної ваги ґрунту;

φ_1, c_1 – значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту в межах h_{sl} .

Якщо просідання ґрунту від власної ваги перевищує 30 см, то передбачають попереднє замочування просідаючої товщі для переведення таких ґрунтів в І-й тип ґрунтових умов за просіданням. Несучу здатність палі в цьому випадку визначають з урахуванням попереднього замочування просідаючої товщі.

Водозахисні заходи. Ці заходи включають: компоновку генплану (збереження природних умов стоку поверхневих вод); планування території, що забудовується (зберігаються шляхи природного стоку води); відвід поверхневих вод через стічну мережу; влаштування під будівлями і спорудами водонепроникливих екранів; якісну засипку пазух; влаштування відмосток навколо будівель; прокладку комунікацій для води в спеціальних лотках; відвід аварійних вод за межі будівель; виготовлення водонепроникних підлог і т.п.

Водозахисні заходи, як показав досвід експлуатації будівель споруджених з їх застосуванням, не надійні і можуть використовуватись для маловідповідальних будівель.

Конструктивні заходи. Такі заходи призначають, виходячи з розрахунків конструкцій на нерівномірні просідання ґрунтів. Вони розділяються на три групи: *підвищення жорсткості будівель*; *збільшення податливості будівель*; *забезпечення нормальної експлуатації будівель при нерівномірних деформаціях будівель*.

За конструктивними особливостями будівлі і споруди розділяються на:

жорсткі – складають одну просторову цілісність (труби, силоси, башти тощо);

кінцевої жорсткості – чутливі до нерівномірних деформацій, складаються із жорстко зв'язаних елементів (всі житлові і цивільні та деякі промислові будівлі);

гнучкі – елементи будівель зв'язані між собою шарнірно (одноповерхові промислові будівлі, естакади тощо).

Заходи 1-ї групи використовують для відносно жорстких будівель, 2-ї групи – для гнучких будівель, а 3-ї групи (в сукупності із заходами 1-ї і 2-ї груп) – для будівель, що мають спеціальне технологічне обладнання (ліфти, мостові крани тощо) і направлені на забезпечення нормальної експлуатації цього обладнання.

Підвищення жорсткості будівель досягаються: розрізкою деформаційними швами; влаштуванням залізобетонних поясів, армованих швів; підсиленням армуванням стиків між елементами; використанням монолітних фундаментів і т.п.

Збільшення податливості будівель забезпечується гнучкими зв'язками

між елементами конструкцій, збільшенням площі опирання елементів і стійкості елементів при підвищених деформаціях та ін.

Забезпечення нормальної експлуатації будівель досягається шляхом використання таких конструктивних рішень, які дозволяють відновити нормальну експлуатацію кранів, ліфтів і т.п. (використання болтових з'єднань, спеціальні фундаменти, запаси в розмірах тощо).

13.4. Будівництво на насипних та наливних ґрунтах.

Насипні ґрунти – це відклади, штучно утворені людиною. Вони мають обмежену площу розповсюдження і досить різну потужність: від часток до кількох десятків метрів. Насипні ґрунти характерні значною неоднорідністю складу, нерівномірністю стисливості, можливістю самоущільнення, особливо від вібраційних навантажень і зволоження, а також від розкладання органічних речовин. У старовинних містах, що існують багато років, товщина шару насипного ґрунту (культурного шару) досягає 30...40 м.

Залежно від складу й особливостей будови насипні ґрунти поділяють на три групи.

Перша група – штучні відклади, утворені організованим відсіпанням. Такі насипні ґрунти відзначаються однорідністю складу і рівномірною стисливістю. Для таких насипів використовують гальку, гравій, піски, шлаки, а також глинисті ґрунти. Вони утворюються сухим способом з ущільненням укладеного матеріалу або шляхом наливу. Насипні ґрунти першої групи є цілком надійною основою. Особливо високоякісні наливні піски, які можуть мати в насипу високу щільність, а отже, малу стисливість.

Друга група – відвали ґрунтів та відходів підприємств (шлаки, формувальний ґрунт, відходи збагачувальних фабрик), які хоч і однорідні за складом, але мають нерівномірну стисливість.

Третя група – звалища відходів підприємств, побутових відходів і ґрунтів. Такі відкладення відзначаються великою та нерівномірною стисливістю.

Фундаменти на насипній основі розраховують за деформаціями. Для розрахунку осідання використовують значення модуля деформації, який установлюють за допомогою штампових випробовувань ґрунтів.

Найбільш поширеними є такі варіанти будівництва на цих ґрунтах:

- використання злежаних відсіпаних ґрунтів як природних основ (проектують звичайні стрічкові або окремі фундаменти з розширеною подошвою для будівель і споруд при навантаженні до 80 кН/м або до 400 кН; фундаменти на коротких пірамідальних палях);

- покращення властивостей ґрунтів шляхом їх ущільнення, закріплення (проводять поверхневе трамбування важкими трамбівками; втрамбовування котлованів; пробивання свердловин; улаштування ґрунтових або піщаних подушок; поверхневе ущільнення ґрунту вібраторами);

- прорізання насипних ґрунтів пальовими чи іншими фундаментами (влаштовують пальові фундаменти з забивних, набивних, буроін'єкційних паль,

виконаних за допомогою струминної технології, які прорізають шар насипного ґрунту і спираються на міцний шар природного ґрунту).

Перший та другий варіанти придатні для ґрунтів з незначним вмістом органічних речовин.

Як штучні основи на Україні широко застосовують *намиті* ґрунти – намиті засобами гідромеханізації ґрунти на різні низинні території (яри, балки). Для намивання в більшості випадків застосовують піски. Наявність глинистих ґрунтів у складі намиву суттєво погіршує його будівельні властивості (збільшується неоднорідність ґрунту, час його самоущільнення і знижуються механічні показники).

Через кілька місяців після завершення намивання в основному остаточно встановлюється щільність намитого ґрунту. Вона поступово наростає по глибині, досягаючи $\rho_d = 1,6 \dots 1,7 \text{ т/м}^3$. Випробовування властивостей намитого ґрунту, які виконувалися в різних місцях, дали можливість встановити орієнтовні показники деформативності й міцності: $\rho_d = 1,66 \dots 1,69 \text{ т/м}^3$; $\varphi_{II} = 32 \dots 36^\circ$; $c_{II} = 0 \dots 0,001 \text{ МПа}$; $E_0 = 15 \dots 50 \text{ МПа}$. Взагалі, ці показники визначають за результатами лабораторних та польових випробувань.

Час самоущільнення намитих пісків складає декілька місяців. Ці ґрунти використовують як природні основи, коли їх деформація (разом з деформаціями підстилаючих шарів) не перевищує граничних значень. В протилежному випадку передбачають ущільнення намитого ґрунту, його прорізання пальовими чи іншими фундаментами.

Намиту основу розраховують за деформаціями. Якщо в складі намитого ґрунту або під ним є заторфований або слабкий шар, то це враховують додатково. Загальну деформацію основи, складеної з намитого й природного ґрунту, визначають з урахуванням осідання підстильних шарів та самоущільнення намитого ґрунту. Якщо загальна деформація основи більша за граничну, передбачають віброущільнення, закріплення ґрунту або його армування. Матеріалом для армування є стійкі до агресивної ґрунтової води склопластикові смуги з перерізом $2 \times 0,15 \text{ см}$, стрічки із геотекстилю, сітки з поліхлорвінілу. Такі елементи закладають під час намивання на глибині $h = d + 0,4 \cdot b$ (d – глибина закладання фундаменту; b – його ширина) впоперек поздовжньої осі фундаменту так, щоб загальна ширина армування була $2b \dots 4b$.

Також для влаштування основ та фундаментів, на намитих ґрунтах широко застосовують монолітні залізобетонні фундаменти у вигляді суцільних плит, перехресні фундаменти, безперервні за довжиною балки-стілки. Влаштовують також фундаменти із залізобетонних забивних, іноді складених, паль, які занурюють ще до намивання. Інколи на поверхню підстильного шару кладуть збірну залізобетонну шайбу, яку надягають на палю. Таким чином, на першому етапі занурюють у підстильний шар палі, а на другому – намивають шар ґрунту проектної товщини.

13.5. Фундаменти на набухаючих ґрунтах.

Багато видів пилуватоглинистих ґрунтів твердої і напівтвердої консистенції при замочуванні водою (і особливо, розчинами сірчаної кислоти) збільшуються в об'ємі. В процесі набухання відбувається підйом поверхні ґрунту, що приводить до нерівномірних деформацій. Крім того, при набуханні ґрунти здатні чинити додатковий бічний тиск на огорожуючі конструкції (до 200 кПа), а при зниженні вологості набухаючі ґрунти дають *усадку*, зменшуючи свій об'єм.

Для набухаючих ґрунтів, окрім звичайних фізико-механічних характеристик, визначають і *спеціальні характеристики* набухання і осідання.

Згідно зі ДСТУ, ґрунтами здатними до набухання, вважають такі породи, в яких зволоження водою або іншою рідиною спричиняє збільшення об'єму, а відносне набухання в умовах відсутності тиску (вільне набухання) $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

Відносне набухання ε_{sw} визначають при різному ущільнюючому тиску p і обчислюють за формулою:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n},$$

де h_n – висота зразка ґрунту природного стану, обжатого тиском p ;

h_{sat} – висота зразка ґрунту після набухання, обжатого тиском p .

Підйом основи при набуханні ґрунту h_{sw} визначають методом пошарового сумування. Якщо розрахункові деформації набухання h_{sw} перевищують граничні значення S_u , застосовують різні заходи, що знижують або повністю виключають деформації, викликані набуханням, або що зменшують їх нерівномірність до заданих меж.

До водозахисних заходів відносять:

- влаштування відмостки навколо будівель шириною 2...3 м;
- застосування водонепроникних екранів над усією спорудою з полімерних матеріалів, або з асфальту;
- укладання водопровідні каналізаційних труб в залізобетонні лотки і тому подібне

Для поліпшення властивостей основ застосовують:

- при невеликих товщах набухаючих ґрунтів застосовують попереднє замочування і будівництво ведеться як на водонасичених ґрунтах, що не набухають (матеріалом ґрунтових подушок повинно служити набухаючі пилуватоглинисті ґрунти);

- компенсуючі подушки застосовуються для зменшення нерівномірності підйому фундаментів (матеріал: будь-які, крім пилуватих, піски).

Принцип роботи компенсуючої подушки полягає в наступному. Оскільки ширина піщаної подушки перевищує ширину фундаменту, при набуханні ґрунту відбувається випирання піску між фундаментом и стіною траншеї. Тому при підйомі дна такої траншеї пісок навколо фундаменту піднімається, а сам фундамент залишається практично нерухомим.

Прорізка набухаючих ґрунтів пальовими фундаментами і глибокими опорами ефективна, якщо товща набухаючих ґрунтів не перевищує 12 м. Для уникнення підйому, довжина паль має бути вибрана так, щоб сили набухання, направлені вгору по бічній поверхні паль, були менші, ніж величина навантажень від споруди і сили опору по бічній поверхні в нижній частині палі, заглибленої в ґрунти, що не набухають. Для збільшення сил опору в закладеній частині палі можна застосовувати гвинтові палі або палі з покращуваною п'ятою.

13.6. Фундаменти на слабких та заторфованих ґрунтах.

До *слабких* умовно відносять ґрунти, модуль деформації яких не перевищує 5 мПа. Це водонасичені супіски ($e > 0,7$), суглинки ($e > 1,0$), глини ($e > 1,1$), мули, стрічкові глини (тонкошаруваті відкладення з чергуванням глинистих і піщаних прошарків), сапропелі, водонасичені лесові ґрунти. Для таких ґрунтів характерні дуже низька міцність, високі стисливість та вологість ($S_r \geq 0,8$). Більшість з них мають тиксотропні властивості (при дії динамічних навантажень вони втрачають структурну міцність, яка з часом відновлюється).

Проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах відбувається з урахуванням таких загальних правил: треба уникати порушення природного стану слабого ґрунту, яке веде до різкого зниження його механічних властивостей; не дозволяється збільшення навантажень на фундаменти під час експлуатації будівель і споруд; необхідно створювати умови для збереження однакового рівня води (влаштування протифільтраційних запон, дренажу, канал тощо); треба враховувати чутливість ґрунту до динамічних імпульсів і навантажень; слід враховувати величини структурної міцності ґрунту; фундаменти треба навантажувати одночасно, повільно й поступово на всій площі будівлі або споруди; доцільно створювати умови для зменшення нерівномірності осідань; необхідно пристосовувати надземні конструкції до нерівномірності осідань та збільшеної деформації основи.

Методи будівництва на слабких ґрунтах можна класифікувати таким чином: ущільнення або закріплення ґрунту; прорізання слабких шарів пальовими чи іншими фундаментами; заміна слабого ґрунту; конструктивні заходи.

Ущільнення водонасичених слабких ґрунтів найчастіше виконують статичним навантаженням. Для прискорення цього процесу в ґрунтах, що ущільнюються, влаштовують дренажні свердловини або спеціальні дрени для

фільтрації води знизу-вверх. Навантаженням служить штучний насип з місцевого ґрунту. В міру витіснення води з ґрунту він поступово ущільнюється.

Вибір фундаменту для *передачі навантажень на надійні підстилаючі шари* ґрунтів залежить від конструкції будівлі та інженерно-геологічних умов будівельної ділянки. При відсутності підземних приміщень доцільним є застосування палевих фундаментів, а при їх наявності – фундаментів глибокого закладення.

Заміну слабких ґрунтів проводять на їх повну або часткову товщину крупними чи середньої крупності пісками.

Конструктивні заходи доцільно застосовувати для будівель і споруд з незначними навантаженнями на основи.

Заторфовані ґрунти й торфи, відповідно до вказівок ДСТУ Б.В.2.1-2-96, віднесено до біогенних (озерних, болотних або озерно-болотних) ґрунтів. Вони є у заплавах річок та на заплавинних терасах і відзначаються значним вмістом органічних речовин.

До заторфованих належать глинисті ґрунти з відносним вмістом органічних речовин $0,1 < I_r \leq 0,5$. При $0,1 < I_r \leq 0,25$ ґрунт вважають слабкозаторфованим, якщо $0,25 < I_r \leq 0,4$ – середньозаторфованим, а при $0,4 < I_r \leq 0,5$ – сильнозаторфованим. Якщо відносний вміст органічних речовин більший за $I_r > 0,5$, то такі ґрунти називаються торфами. В умовах природного залягання такі ґрунти, як правило, водонасичені. При цьому ґрунтові води досить агресивні щодо матеріалу підземних конструкцій будівель і споруд. Заторфовані ґрунти і торфи можуть залягати на поверхні (відкриті) або на деякій глибині (поховані). Відкриті торфи, як правило, водонасичені. Вони характеризуються високою пористістю, що зумовлює їх низькі механічні показники. Поховані торфи ущільнені шарами вищерозміщених ґрунтів. Ґрунтові води в цих ґрунтах досить агресивні щодо підземних конструкцій будівель і споруд.

Фундаменти на заторфованих ґрунтах і торфах розраховують як за несучою здатністю, так і за деформаціями. Методи будівництва на торфах і заторфованих ґрунтах такі ж як і для інших слабких ґрунтів, але в основі споруди їх залишати *не рекомендується*.

13.7. Фундаменти на засолених ґрунтах.

Засолені ґрунти зустрічаються в Криму, на Донбасі та в західній частині України. Найчастіше це глинисті ґрунти, іноді зустрічаються загіпсовані піски. Тривале фільтрування води через засолений ґрунт призводить до розчинення солей, за рахунок чого знижуються механічні характеристики основи. Відносне суфозійне стиснення ε_{sf} визначають за результатами довготривалих компресійно-фільтраційних випробувань зразків засоленого ґрунту в лабораторних умовах за виразом

$$\varepsilon_{sf} = \frac{h_{sat,p} - h_{sf,p}}{h_{n,g}},$$

де $h_{sat,p}$ – висота водонасиченого зразка під тиском $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$h_{sf,p}$ – висота зразка після тривалої фільтрації води та вилуговування солей при тиску $p = \sigma_{zp} + \sigma_{zg}$;

$h_{n,g}$ – висота зразка природної вологості при тиску $p = \sigma_{zg}$.

Суфозійне осідання основи визначають за виразом

$$s_{sf} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sf,i} \cdot h_i,$$

де n – кількість шарів, на які розділено зону суфозійного осідання;

$\varepsilon_{sf,i}$ – відносне суфозійне стиснення i -го шару ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту.

Умова розрахунку основ за деформаціями буде виконана, якщо осідання від зовнішнього навантаження s та суфозійне осідання s_{sf} не будуть перевищувати граничної деформації основи s_u :

$$s + s_{sf} \leq s_u$$

Якщо остання умова не виконується, то для проведення будівництва передбачають такі заходи:

- водозахисні: захист засоленого ґрунту від розмивання; раціональне планування території; влаштування водовідвідних каналів; захист котлованів і траншей від зволоження; використання високоякісних труб для прокладання водонесучих мереж; зворотне засипання проміжку між стінками траншей та котлованів і бічними поверхнями фундаментів ущільненим незасоленим ґрунтом; улаштування дренажу;

- конструктивні: використання фундаментів із монолітного залізобетону сумісно із захистом від солевої корозії; влаштування замкнених залізобетонних поясів; використання жорстких горизонтальних діафрагм із збірних залізобетонних панелей перекриттів;

- часткове або повне зрізування засоленого ґрунту: заміна засоленого ґрунту на гравійно-галькову суміш із застосуванням бітумних матеріалів; улаштування ґрунтової подушки з незасоленого глинистого ґрунту.

- прорізання засоленого ґрунту фундаментами: використання пальових фундаментів із паль посиленої конструкції, які прорізають засолений ґрунт, з обмазуванням бічної поверхні гумовими або лакофарбовальними покриттями (перед забиванням паль пробурюють лідируючі свердловини); влаштування буронабивних, камуфлетних, конічних та інших паль, а також паль у пробитих свердловинах;

- закріплення або ущільнення ґрунту: влаштування ґрунтової подушки з ущільненого незасоленого ґрунту або ґрунтових паль

попереднє розсолення ґрунту за допомогою тривалого замочування: буріння свердловин із дна неглибокого котловану за сіткою 5×5 м або 7×7 м; неодноразове зволоження засоленого ґрунту крізь свердловини з наступним відкачуванням води.

Якщо захист основи від тривалого зволоження забезпечено і вилуговування солей неможливе, то осідання основи визначають відповідно до правил розрахунку осідання зволоженої незасоленої основи.

Якщо тривале зволоження та вилуговування солей можливі, то показники міцності визначають за зразками водонасиченого ґрунту після вилуговування.

При влаштуванні ґрунтових подушок показники міцності визначають за результатами випробовувань зразків ущільненого водонасиченого ґрунту, з якого зроблено подушку.

13.8. Будівництво на територіях з підземними порожнинами.

Наявність порожнин найчастіше зумовлена підземною розробкою корисних копалин та карстовими явищами. При розробці корисних копалин підземним способом у порожнину, що створюється, зміщуються верхні шари ґрунту, а на земній поверхні виникає чашоподібна западина, котра називається мульдою зрушення. Карстові порожнини утворюються в результаті довготривалих фізико-хімічних процесів. Розчинені мінерали та відокремлені частинки ґрунту переносяться водою на значні відстані, що призводить до росту карсту. В певний момент поверхня ґрунту осідає і порожнина заповнюється вище лежачим ґрунтом. Переважно карст виявляють в органогенних (крейда, мергель) і хімічних (гіпс, ангідрит) породах, що розповсюджені в Криму, західній Україні та Донбасі.

Міцність, стійкість й експлуатаційна надійність будівель, які намічено спорудити на території з підземними виробками, значною мірою залежать від розміщення об'єктів відносно мульди, а також умілого застосування захисту їх від впливу гірничих виробок

Будівництво на територіях з підземними виробками проводиться за погодженням з органами державного гірничого контролю. В першу чергу забудовують території, де процес деформації ґрунтів закінчився або розробка родовищ почнеться по закінченні строку амортизації будівельних об'єктів.

Необхідність будівництва безпосередньо над розробками обґрунтовується техніко-економічними розрахунками. Будівництво виконують, застосовуючи гірничі та будівельні заходи захисту будівель і споруд.

Гірничі заходи передбачають:

- закладку розроблених порожнин;
- розробку корисних копалин з розривом в часі і просторі;
- неповну розробку корисних копалин;
- розробку шарів копалин широким фронтом для забезпечення осідання поверхні ґрунту перед початком будівництва.

До будівельних заходів відносяться:

- улаштування деформаційних швів зі спареними стінками;
- улаштування фундаментних, цокольних або по поверхових поясів без розривів та переходу на інші позначки разом із зв'язуванням плит міжповерхових перекриттів;
- використання монолітних, збірно-монолітних перехресних або плитних фундаментів (особливо за наявності підвалів);
- улаштування фундаментів із паль-стояків, паль-колон, буронабивних паль, якщо, крім виробок, на ділянці залягають ґрунти з особливими властивостями; шарнірне поєднання паль із ростверком;
- улаштування ніш для встановлення домкратів і подальшого вирівнювання будівель;
- улаштування ґрунтової або піщаної подушки.

Конструкції будівель та споруд у карстових районах розраховують за несучою здатністю й придатністю до нормальної експлуатації, тобто як за першою, так і за другою групами граничного стану на аварійне поєднання навантажень (постійні, довгочасні короточасні навантаження та дія нерівномірних деформацій земної поверхні). Реакції основи й узагальнення зусиль у будівлях і спорудах визначають за розрахунковими схемами у вигляді балок, системи перехресних балок або плит, що лежать на основі, яка деформується. Будівлі та споруди розраховують на дію провалів у основі; на викривлення основи, яке виникає внаслідок осідання земної поверхні на великій площі; на горизонтальні і вертикальні деформації основи внаслідок осідання земної поверхні на невеликих за площею ділянках.

Крім використання фундаментів своєї конструкції, велике значення мають захисні заходи, що забезпечують міцність, стійкість та умови нормальної експлуатації будівель і споруд, які можна розділити на такі п'ять груп:

заповнення карстових порожнин: тампонування водотривкими матеріалами всіх водозбірних вирв та щілин, які виходять на поверхню землі; влаштування протифільтраційного екрана із цементного розчину, який нагнітають крізь свердловини по периметру закріплювальної ділянки; заповнення порожнин у середині ділянки глинопіщаною сумішшю або піском;

прорізання карстових порід глибокими фундаментами: використання глибоких бурових опор; улаштування коренеподібних буроін'єкційних паль; використання забивних висячих або паль-стояків із резервом і пристроями, які захищають палі від випадання з ростверку;

закріплення карстових порід: влаштування під будівлею плити із закріпленого ґрунту, яку створюють за допомогою силікатизації або смолізації залежно від інженерно-геологічної будови будівельного майданчика; армування масиву закачуванням цементного розчину крізь ін'єктори й завчасно пробурені свердловини;

водозахисні: раціональне розміщення об'єктів; улаштування діафрагм та протифільтраційних завіс для відведення поверхневої води від, небезпечної в карстовому відношенні, ділянки; влаштування широкого вимощення на

ущільненій основі; влаштування горизонтального, вертикального, пластового чи комбінованого дренажу;

конструктивні заходи: посилення конструкцій існуючих будівель зовнішніми замкненими залізобетонними поясами на рівні цоколю; посилення простінків металевими обоймами; посилення фундаменту залізобетонними обоймами; влаштування вертикальних протикарстових зв'язок або поперуг із канатів чи металевих ферм.

13.9. Будівництво в сейсмічних регіонах.

Окремі ділянки земної кори зазнають сильних струсів, які називають землетрусами. Сила землетрусів в епіцентрі оцінюється у балах за 12-бальною шкалою MSK-64. В гіпоцентрі землетруси класифікують за 9-бальною шкалою Ріхтера залежно від магнітуди.

Землетруси виникають внаслідок дії різних процесів, що відбуваються в надрах Земної кулі (порушення рівноваги в площинах тектонічних розломів, провали і обвали, вулканічні процеси та ін). Сейсмічні райони позначені в будівельних нормах (ДБН В.1.1-12:2014 "Будівництво у сейсмічних районах України"). В нашій країні таких районів три: Карпати, Крим та південно-західний регіон.

Силу землетрусів оцінюють за міжнародною 12-бальною шкалою. Згідно діючих норм сейсмічні дії на будівлі та споруди повинні враховуватись при землетрусах 7, 8 і 9 балів. При 10 балах на проведення будівництва потрібний спеціальний дозвіл. Забороняється будівництво в районах, де можлива сила землетрусів 11 і 12 балів.

Руйнівні наслідки землетрусів залежать від жорсткості будівель та від виду і стану ґрунтів. Діючі норми розділяють всі ґрунти за сейсмічними властивостями на три категорії. При будівництві на ґрунтах 1-ї категорії сейсмічність району зменшується на 1 бал, на ґрунтах 2-ї категорії залишається без змін, а в ґрунтах 3-ї категорії сейсмічність збільшується на 1 бал. Тому до сейсмічних відносяться райони з можливою силою землетрусу в 6 і більше балів. В сейсмічних районах України сила можливих землетрусів змінюється від 6 до 8 балів.

Проектування сейсмостійких фундаментів полягає у наданні їм властивостей не руйнуватися, не втрачати стійкості форми і не перекидатися при дії, крім звичайних навантажень інерційних (сейсмічних) сил, які виникають при землетрусах. Відповідно до цих положень, проектування основ та фундаментів з урахуванням сейсмічних навантажень виконується на основі розрахунків за несучою здатністю на аварійне поєднання навантажень. Попередній розрахунок основ і фундаментів виконують за деформаціями. На цьому етапі сейсмічні навантаження не беруть до уваги. Розрахунок за несучою здатністю основи проводиться для забезпечення міцності скельних і стійкості нескельних ґрунтів, а також виключення зсуву фундаменту по підшві і його перекидання. Цей розрахунок забезпечує збереження будівельних конструкцій,

вихід яких із ладу загрожує руйнуванням будівлі чи окремих її частин. Тому деформації основи можуть перевищувати граничні значення і на аварійне поєднання навантажень не розраховуються.

Глибина закладання фундаментів для ґрунтів I та II категорій за сейсмічними властивостями (див. ДБН В.1.1-12:2014 "Будівництво у сейсмічних районах України") приймається як для несейсмічних районів. При ґрунтах III категорії рекомендовано збільшувати глибину закладання за рахунок влаштування підвалів і підземних поверхів. Доречно розташовувати підвали під усією будовою чи відсіком.

Величина сейсмічних навантажень визначається за будівельними нормами ДБН В.1.1-12:2014 "Будівництво у сейсмічних районах України". Спрощено величину навантаження p можна представити у такому вигляді

$$p = \alpha \cdot k_s \cdot Q,$$

де α – коефіцієнт, що враховує динамічні властивості будівлі;

Q – навантаження від будівлі;

$$k_s = \frac{a}{g} \text{ – сейсмічний коефіцієнт (} a \text{ – сейсмічне прискорення; } g \text{ –}$$

прискорення сили тяжіння).

В сейсмічних регіонах не слід проектувати будівлі на ділянках з можливими зсувами. Фундаменти рекомендується закладати на однаковій глибині, вони повинні мати високу жорсткість і міцність.

При будівництві в сейсмічних районах застосовують як фундаменти мілкого закладання, що зводяться у відкритих котлованах, так і пальові. Варто мати на увазі, що фундаменти тут відіграють двояку роль. По-перше, вони передають на споруду (будинку) коливання ґрунтів, а виникаючі при цьому сили інерції створюють сейсмічне навантаження. По-друге, фундаменти, будучи частиною споруди, повинні без руйнування сприймати сейсмічне навантаження й передавати його основі, забезпечуючи загальну стійкість і міцність системи "споруда-основа".

14. РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ КОТЛОВАНІВ

14.1. Загальні положення

Котлованами називають виїмки різної глибини, але з достатньо великими розмірами в плані, що влаштовуються в ґрунті і призначені для різних цілей: вкладання фундаментів, монтажу підземних конструкцій і устаткування, прокладки тунелів і комунікацій і тому подібне

Виїмки, що мають малу ширину і велику довжину, називають *траншеями*. Виїмки, що мають малі розміри в плані і велику глибину, – *шахтами*.

Проект котловану є складовою частиною загального проекту будівлі або споруди і включає: креслення котловану; вказівки щодо виробництва і організації робіт; захисні заходи.

Під час *креслення* котловану враховують у плані:

можливість виробництва робіт;

можливість влаштування опалубки;

розміщення кріплення стінок котловану;

розміщення водознижуючих установок;

глибину котловану, що в основному визначається глибиною закладання фундаменту (з урахуванням піщаної подушки, пласт. дренажу і тому подібне).

У *вказівках щодо виробництва і організації робіт* відмічають: горизонтальну і вертикальну прив'язку котловану до місцевості; основні осі; розміри верху і низу котловану; абсолютні відмітки дна і заглиблень; закладання відкосів – і.

Захисні заходи. Їх метою є збереження природної структури ґрунтів в основі фундаментів (тобто дна котловану), що зводяться, і забезпечення стійкості стінок котловану на весь час здійснення будівельних робіт.

Необхідність збереження природної структури ґрунтів пояснюється тим, що її порушення в процесі робіт нульового циклу супроводжується, як правило, погіршенням будівельних властивостей основи.

Вимоги по збереженню природної структури основи:

Не допускати скупчення на дні котловану води (замочування), оскільки воно погіршує властивості ґрунтів; передбачаються спеціальні заходи для захисту котловану від обводнення.

Не допускати промерзання дна котловану в зимовий період робіт, оскільки більшість ґрунтів володіють здимальними властивостями. Для цього дно котловану покривають шаром шлаку або іншого аналогічного за властивостями матеріалу.

Не допускати механічної дії на дно котловану. Для цього котлован механізованою технікою не докопують на 20...30 см. Ґрунт, що залишився, акуратно знімають лопатами.

Влаштування фундаментів необхідно виконати по можливості швидше, особливо в дощовий і зимовий періоди будівництва.

Вимоги до стійкості стінок котловану.

Конструкції кріплення стінок або укосів котлованів повинні сприймати всі навантаження від тиску ґрунту і підземних вод та захищати його від їх обповзання або обвалення.

Під час розробки котлованів і траншей в безпосередній близькості і нижче за рівень закладання примикаючих споруд необхідне ухвалення спеціальних заходів щодо недопущення розвитку осадок і деформацій близько розташованих споруд: це забивання шпунтової стінки; закріплення ґрунтів основи; підведення нового фундаменту.

14.2. Забезпечення стійкості стінок котлованів

Залежно від глибини котловану, ґрунтових умов і рівня підземних вод, котловани влаштовують або з природними укосами або застосовують ті чи інші методи їх кріплення.

Котловани з природними укосами влаштовують в сухих і маловологих стійких ґрунтах. Якщо висота котловану $h_k \leq 5$ м, то закладання відкосу (відношення h_k/b) визначається за таблицями залежно від виду ґрунту. Якщо висота $h_k > 5$ м, то необхідний розрахунок крутизни укосу.

Такі котловани найбільш прості, проте при цьому різко збільшується об'єм земляних робіт, особливо при глибоких котлованах. Крім того, в природних умовах міста викопування котловану з природним відкосом далеко не завжди можливе (близько розташовані будівлі).

Котловани з вертикальними стінками можуть бути з кріпленням; без кріплення. Без кріплення котловани допускаються лише в сухих і маловологих стійких ґрунтах на нетривалий термін. Глибина таких котлованів не повинна перевищувати у: пісках до 0,5 м; супісках до 1,0 м; суглинках і глинах до 3-х м

Конструкції кріплень котлованів вибирають залежно від наступних умов:

- глибини котловану;
- властивостей ґрунтів;
- рівня ґрунтових вод;
- терміну служби кріплення.

Залежно від цих умов підбираються наступні конструкції кріплення: заставні кріплення; анкерні або підвідкосні кріплення; шпунтові огорожі.

Заставні кріплення. Влаштовують при глибині котловану до 2...4 м в сухих і маловологих ґрунтах (рис. 614.1.а, б).

Заставне кріплення складається із стійок, розпірок і горизонтальних дощок, які заводять за стійки знизу у міру поглиблення котловану або траншеї, а стійки поступово замінюють на довші, ретельно розкріплюючи їх розпірками.

Більш зручне кріплення не вимагає заміни стійки в міру заглиблення виїмки, складається із заздалегідь забитих в ґрунт двотаврових сталевих балок, за полиці яких поступово закладаються дошки.

Анкерні і підвідкосні кріплення влаштовують в тих випадках коли унеможлиблюється встановлення розпірок (широкий котлован, так само якщо розпірки заважають зведенню фундаменту).

Для влаштування *анкерних* (рис. 14.1.в) кріплень уздовж стінки котловану забивають похилі палі, які сполучають анкерною тягою із стійками кріплення.

У *підвідкосному* кріпленні (рис. 14.1.г) стінки утримуються підкосами, що передають зсувні зусилля на упор, що забивається у їх основу.

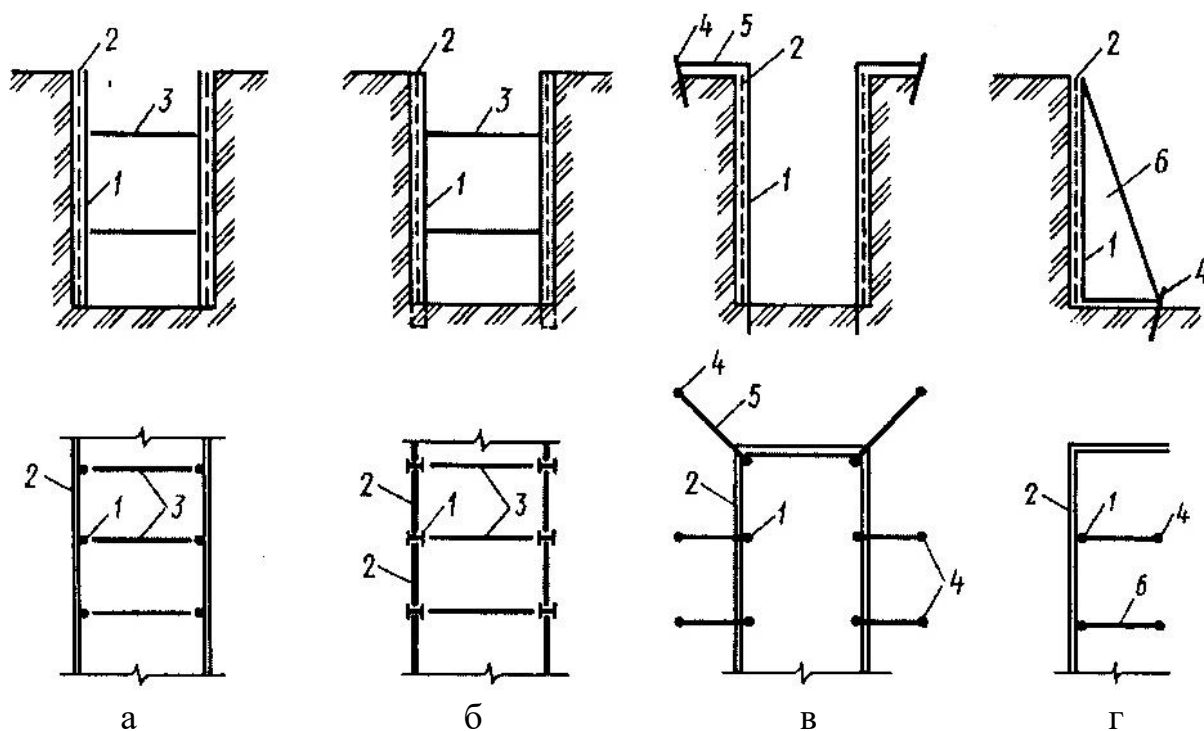


Рис. 14.1. Кріплення вертикальних стінок виїмок:

а, б – заставне; в – анкерне; г – підвідкосне; 1 – стійка; 2 – дошки; 3 – розпірка;
4 – паля; 5 – стяжка; 6 – підкос

Шпунтові огорожі служать для кріплення вертикальних стін котловану при глибині більше 4-х метрів, а також при будь-якій глибині, але при рівні підземних вод вище за дно котловану.

Шпунтові огорожі складаються з окремих елементів (шпунтин), які занурюються в ґрунт ще до викопування котловану і утворюють суцільну стіну, що запобігає сповзанню ґрунту і проникненню води в котлован. Шпунти можуть виконуватися з дерева, сталі, залізобетону.

Дерев'яні шпунтові огорожі застосовують для кріплення неглибоких котлованів 3...5 м (рис. 14.2) і можуть бути виготовлені:

- з дощок (товщина до 8...10 см);
- з брусів (товщина від 10 до 24 см).

Довжина шпунтин визначається глибиною їх занурення, але, як правило, не перевищує 8 м, оскільки довші дороги і дефіцитні.

Для повного замкнення шпунтин їх забезпечують гребенем або пазом, а нижній кінець роблять з одностороннім загостренням, за рахунок чого занурювана шпунтина притискається до вже зануреної, що робить стінку щільнішою.

Додатковому ущільненню з'єднання шпунтин сприяє і поступове розбухання деревини у воді.

Дерев'яну шпунтову огорожу відрізняє простота виготовлення, проте є обмеження щодо її застосування:

- неможливість забивання шпунтин в щільні ґрунти;
- невелика довжина шпунтин (6...8 м);
- відносно мала міцність.

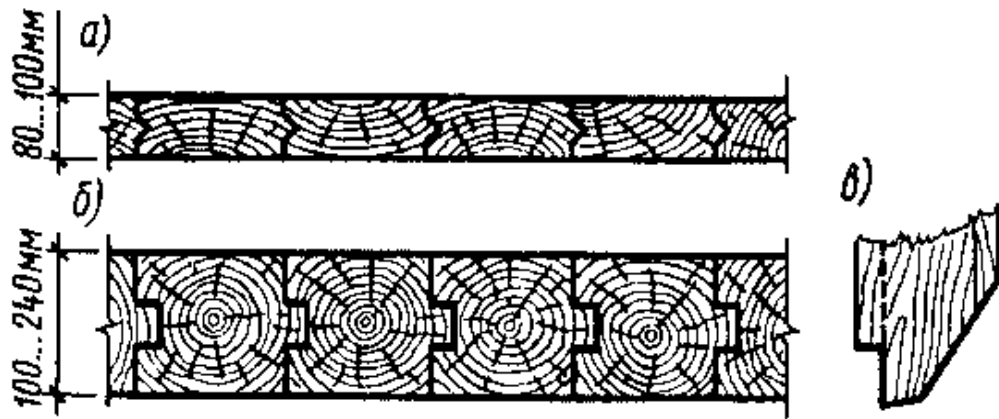


Рис. 14.2. Дерев'яна шпунтова огорожа:
а – з дощок; б – з брусів; в – нижній кінець дерев'яної шпунтини

Металевий шпунт застосовують при глибині більше 5...6 м. За рахунок своєї конструкції (рис. 14.3) він володіє великою міцністю і жорсткістю.

Він складається з прокатного профілю $l=8...24$ м і може бути: плоским; коритним (при великих вигинальних моментах); Z-подібної форми.

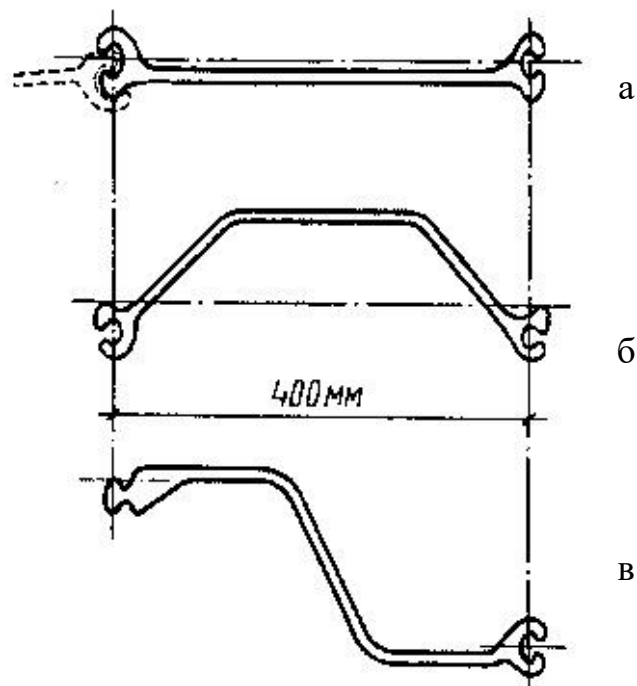


Рис. 14.3. Профілі прокатного сталевго шпунта:
а – плоский; б – корито; в – Z-подібної форми

Зв'язок між шпунтинами по вертикалі здійснюється за допомогою «замків». Конструкція замків забезпечує щільне і міцне з'єднання шпунтин між собою. Зазори, що залишаються в замках, швидко заливаються, і металева шпунтова стінка стає практично водонепроникною.

Залізобетонний шпунт застосовують в процесі спорудження набережних, причальних і гідротехнічних споруд або в тих випадках коли шпунт надалі використовується як частина конструкції.

Розрізняють наступні конструкції шпунтових стінок (рис. 14.4): без кріплень (консольні); з розпірними кріпленням; з ґрунтовими анкерами.

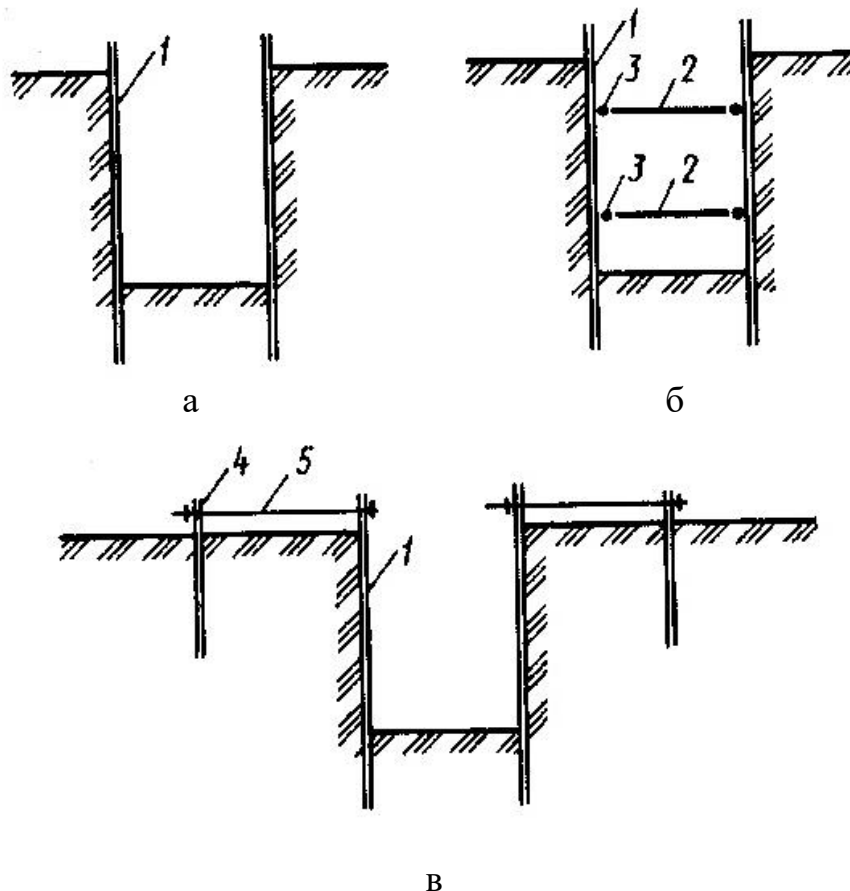


Рис.14.4. Схеми шпунтових огорож:

а – консольне; б – з розпірними кріпленням розпору; в – з анкерним кріпленням; 1 – шпунтова стінка; 2 – розпірка; 3 – обв'язування; 4 – анкерна паля; 5 – анкерна тяга

Застосування розпірних і анкерних кріплень збільшує стійкість шпунтової стінки, зменшує виникаючі вигинальні моменти і її горизонтальні переміщення, що дозволяє робити стінки більш легкими.

14.3. Захист котлованів від підтоплення.

Для захисту котлованів від підтоплення використовують наступні групи методів: водопониження; протифільтраційні завіси; комбінація перших двох методів.

Вибір тієї або іншої групи методів залежить від: виду підземних вод; рівня ґрунтових вод; властивостей ґрунтів; особливостей їх нашарування; глибини, розмірів і форми котловану в плані; інших чинників.

У всіх випадках, який би спосіб ми не вибрали, необхідно виключити порушення природної структури ґрунту в основі, забезпечити стійкість відкосів котловану і збереження близькорозташованих будівель.

Водопониження здійснюється з допомогою відкритого водовідливу та глибинного водопониження;

Відкритий водовідлив – найбільш простий спосіб. Воду відкачують насосами безпосередньо з котловану. А точніше з влаштованої на дні котловану мережі каналок завглибшки 0,3...0,6 м, по яких вода відводиться в приямок (зумпф), звідки вона і відкачується систематично насосами.

Відкритий водовідлив застосовують тільки в ґрунтах, що малорозмиваються, і породах (тріщинуваті скельні породи, галька, гравій, крупні піски), а також там, де мале пряме надходження води.

Глибинне водопониження виключає просочування підземних вод через відкоси і дно котловану. Воно полягає в штучному пониженні рівня ґрунтових вод в районі котловану. Здійснюється з допомогою голкофільтрів або відкаченої води з глибинних трубчастих колодязів (у разі великої притоки води) рис. 6.5.

Голкофільтр складається із сталеві труби $d=38...50$ мм, в нижньому кінці є фільтруючий пристрій, через який проводиться всмоктування і відкачування води. Фільтр сконструйований так, що забезпечується неможливістю винесення частинок ґрунту.

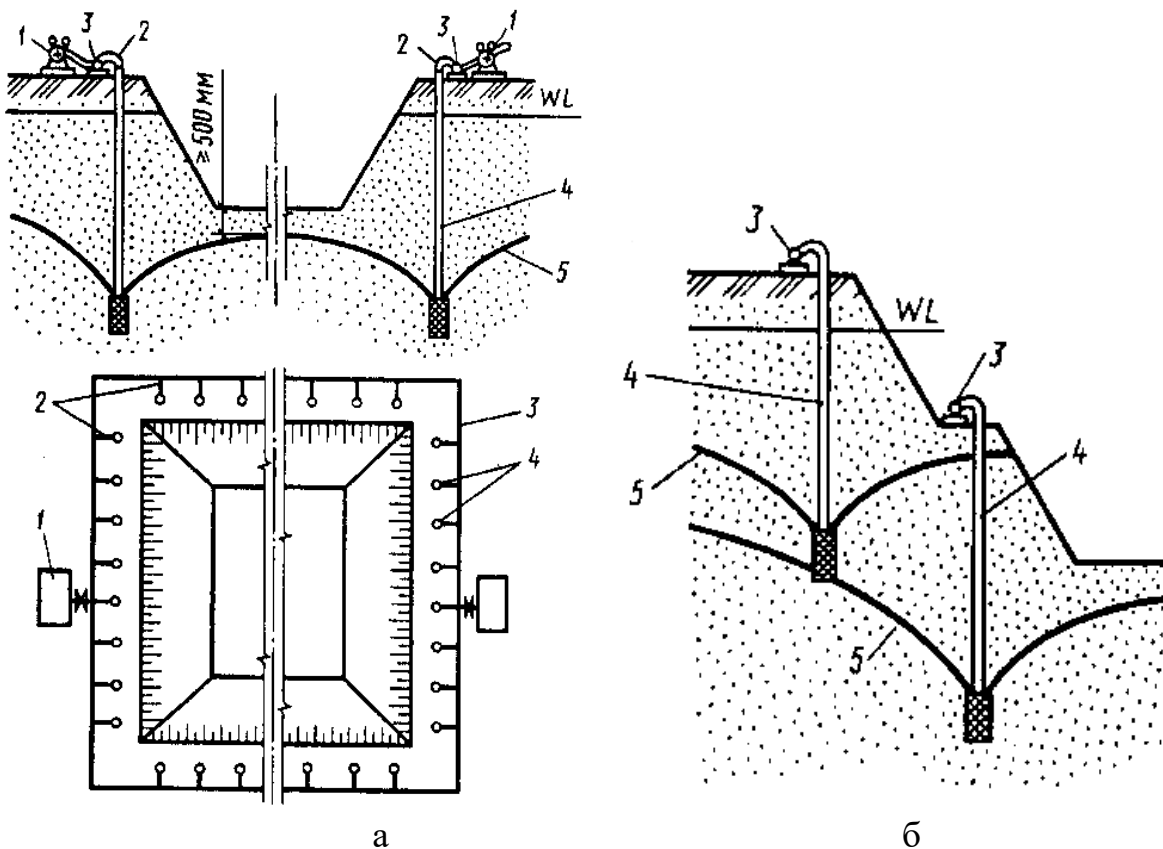


Рис.14.5. Схеми глибинного водопониження:

а – однорядне розташування голкофільтрів; б – багаторядне розташування голкофільтрів; 1 – насосна станція; 2 – гнучкі шланги; 3 – колектор; 4 – голкофільтри; 5 – депресивна воронка

Гідродинамічний тиск, що виникає під час руху води (рис. 14.5.а), сприяє ущільненню ґрунтів та покращенню їх структурних властивостей.

При проведенні водозниження в глинистих ґрунтах з низькою водовіддачею використовують метод електроосушення, який заснований на властивості пересування води під дією постійного струму (електроосмос). Для цього по периметру котловану уздовж бровки забивають сталеві труби або арматурні стержні. На відстані 1,5...2,0 м від бровки котловану занурюють голкофільтри, розташовуючи їх у шаховому порядку щодо стрижнів (рис.14.6). Стрижні підключають до позитивного полюса джерела постійного струму з напругою 30...60 В, а голкофільтри (через колектор) – до негативного. Під впливом струму, що переміщується від анода до катода, ґрунтова вода надходить в голкофільтр і відкачується всмоктуючим насосом. Для осушення 1,0 м³ ґрунту витрачається від 5 до 40 кВт·год електроенергії. При проведенні водозниження цим методом потрібно суворо дотримуватися правил техніки безпеки.

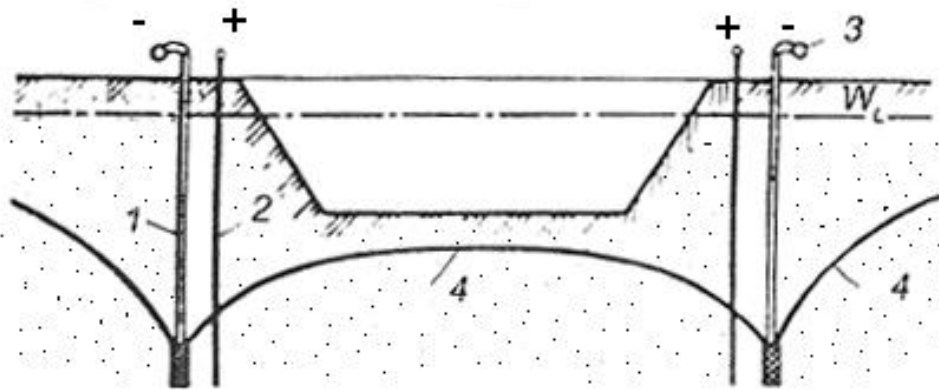


Рис.14.6 Схема водозниження методом електроосушення (електроосмос): 1 – голкофільтр-катод; 2 – стрижень-анод; 3 – колектор; 4 – депрессионная крива

При створенні *протифільтраційних завіс* використовують: заморожування (природне штучне); бітумування; шпунтові огорожі.

Заморожування – використовується властивість вологих ґрунтів переходити в твердий стан при замерзанні.

Природне заморожування. Котлован розкривають до рівня ґрунтових вод, дають ґрунту промерзнути на глибину 20...30 см. Потім зрізують верхній шар, залишаючи 10...15 см. нетронутого мерзлого ґрунту. У міру промерзання ґрунту цю операцію повторюють до тих пір, поки не буде досягнута проектна відмітка дна котловану. За рахунок великої тривалості метод ефективний в географічних зонах з відповідним кліматом.

Штучне заморожування (рис.14.7) застосовують під час розробки значних за об'ємом котлованів у водонасиченому ґрунті в будь-яку пору року.

Спосіб полягає в створенні по периметру котловану льодогрунтової стінки (до водоупору) $t = -15...-20^{\circ}\text{C}$.

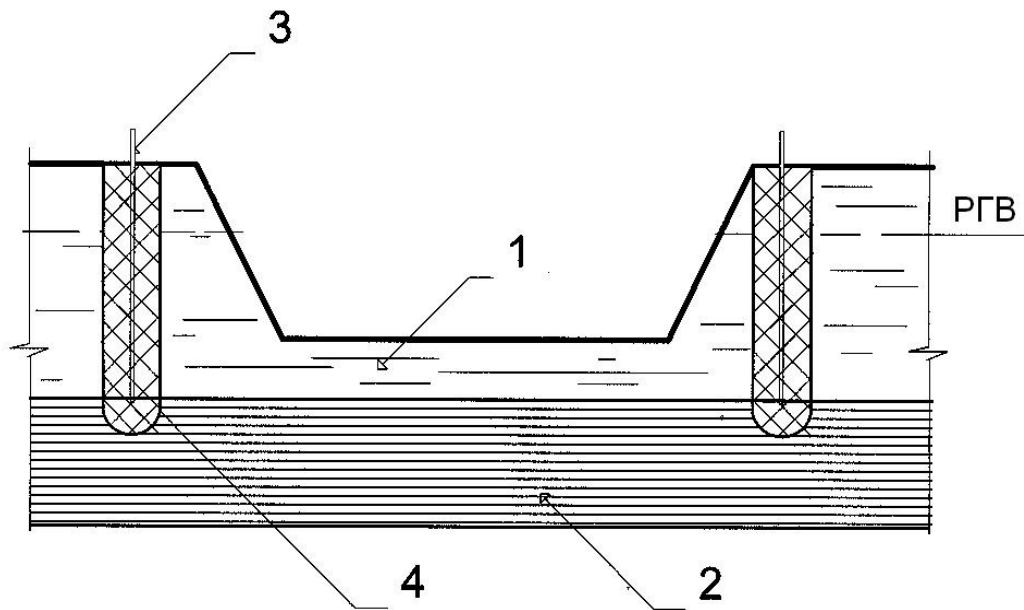


Рис.14.7 Схема захисту котловану від затоплення підземними водами методом штучного заморожування: 1 – водоносний шар; 2 – водостійкий шар; 3 – заморожуюча колонка; 4 – циліндр мерзлого ґрунту

Товщина стінки замороженого ґрунту залежить від її призначення:

- від притоки підземних вод досить мати товщину 10...15 см;
- як огорожа котловану – за розрахунком.

Роботи із заморожування проводяться в 2 етапи:

1 етап – активне заморожування (40...70 діб) – ґрунт заморожують;

2 етап – пасивне заморожування – підтримка ґрунту в замороженому стані протягом всього виконання робіт в котловані.

Недолік методу. В пілувато-глинистих ґрунтах відбувається морозне здимання – підняття поверхні ґрунту із спорудами, що знаходяться в зоні впливу. Ще гірше в процесі відтаювання, оскільки стисливість такого ґрунту збільшується, а міцність зменшується.

Бітумування полягає в подачі (нагнітанні) в ґрунт, що володіє тріщинуватістю (скельні тріщинуваті породи), з великою притокою води розігрітого до рідкого стану бітуму. За рахунок чого утворюється суцільна водонепроникна стінка.

Для цього занурюють в пробурені свердловини ін'єктори, підключають до насосної станції ємність з підігрівом холодної емульсії бітумного розчину і під тиском закачують його в тріщини по всьому периметру котловану.

Поряд з нагнітанням бітуму використовують цементний розчин, або синтетичні смоли.

Нагнітання в ґрунт якого-небудь матеріалу з метою усунення його водопроникності називається *тампонажем*.

ГЛОСАРІЙ

Анкери – це пристрої, які служать для передачі висмикуючих зусиль від будівельних конструкцій на ґрунтову товщу.

Бітумування – полягає в подачі (нагнітанні) в ґрунт, що володіє тріщинуватістю (скельні тріщинуваті породи), з великою притокою води розігрітого до рідкого стану бітуму.

Бурові палі – влаштовуються бетонуванням пробурених свердлових.

Вертикальний тиск на зразок ґрунту – відношення навантаження, прикладеного до зразка, до площі поперечного перерізу

Вивітрювання – процес механічного руйнування та хімічної зміни гірських порід і мінералів земної поверхні та приповерхневих шарів літосфери під впливом різноманітних атмосферних агентів, ґрунтових та поверхневих вод, життєдіяльності організмів та продуктів їхнього розкладення. Відповідно до вищенаведених чинників розрізняють вивітрювання фізичне, хімічне та біологічне.

Висячі палі – прорізають слабкі шари ґрунту і входять вістрям в міцні ґрунти.

Відкритий водовідлив – воду відкачують насосами безпосередньо з котловану.

Води підземні – "вільні" (free water), або "гравітаційні води" (gravitational water) в межах зони насичення, що залягають нижче рівня земної поверхні і знаходяться під тиском вище атмосферного. Поверхню підземних вод або зони насичення називають рівнем (дзеркалом) підземних вод (water table).

Водопроникність – здатність порід пропускати через себе воду під дією тиску.

Вологість ґрунту – відношення маси води в об'ємі ґрунту до маси цього ґрунту, висушеного до постійної маси

Вологість природна – вологість порід у природному стані.

Вологість на межі розкочування – вологість ґрунту, при якій він знаходиться на межі між твердим і пластичним станами.

Вологість на межі текучості – вологість ґрунту, при якій він знаходиться на межі між пластичним і текучим станами.

Вологоємність – характеризує здатність порід вміщати й утримувати певну кількість води.

Геологічний розріз – креслення, яке показує положення стратиграфічної послідовності порід уздовж даної лінії у відносній чи абсолютній системі висот.

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

Гідроізоляція призначена для забезпечення водонепроникності споруд (антифільтраційна гідроізоляція), а також захисту від корозії і руйнування матеріалів фундаментів при фізичній або хімічній агресивності підземних вод (антикорозійна гідроізоляція).

Гірські породи – природні агрегати однорідних або різних мінералів, утворених за певних геологічних умов у земній корі або на її поверхні.

Глибина закладання фундаменту – це відстань від відмітки планування до низу підшви фундаменту.

Глибинне водопониження – виключає просочування підземних вод через відкоси і дно котловану.

Глина – 1) зв'язна осадова порода, створена головним чином внаслідок відкладення продуктів хімічного вивітрювання порід, які вміщують польовий шпат, а також перевідкладення інших осадових порід; 2) найдрібніша гранулометрична фракція

Голкофільтр – труба з пристроєм для гідравлічного занурення її в пухку породу, що призначена для водозниження

Головні напруження – нормальні напруження, діючі в трьох основних площинах

Гнучкі фундаменти мілкового закладання – власні деформації яких є великими в порівнянні з деформаціями основи. Такі фундаменти потребують застосування арматури.

Границя розкошування – вологість при переході глинистого ґрунту із пластичного стану в напівтвердий або твердий.

Границя текучості – вологість, при якій ґрунт переходить із пластичного стану в текучий.

Граничні стани – це такі стани конструкцій та основ, при яких вони перестають задовольняти вимоги, які до них ставлять, тобто втрачають несучу здатність, стійкість, отримують недопустимі деформації.

Гранулометричний склад – кількісний розподіл зерен (грудок, шматків) за класами крупності.

Ґрунти – будь-які гірські породи, ґрунти й техногенні утворення, які залягають у верхній частині земної кори, являють собою багатокомпонентну динамічну систему й використовуються як основи будівель та інженерних споруд, матеріал для споруд (насипів, дамб та ін.) або середовище для розміщення підземних споруд (тунелів, трубопроводів та ін.).

Ґрунтові води – гравітаційні підземні води першого від поверхні Землі постійного водоносного горизонту, що залягають на першому водонепроникному шарі земної кори і утворюються головним чином за рахунок інфільтрації (просочування) атмосферних осадів і вод річок, озер, водосховищ, зрошувальних каналів та шахтових водовідвідних каналів.

Ґрунт водонасичений – ґрунт, в якому всі порожнини заповнені водою.

Ґрунт мерзлий – ґрунт, що має мінусову чи нульову температуру і містить у своєму складі видимі льодяні включення і (або) лід-цемент і характеризується криогенними структурними зв'язками.

Ґрунт набухаючий – ґрунт, який при замочуванні водою чи іншою рідиною збільшується в об'ємі та має відносну деформацію набухання (в умовах вільного набухання) $\varepsilon_{sw} \geq 0,04$.

Ґрунт просідний – ґрунт, який під впливом зовнішнього навантаження і власної ваги чи тільки від власної ваги при замочуванні водою або іншою

рідиною зазнає вертикальну деформацію (просідання) і має відносну деформацію просідання $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Грунт здимальний – грунт, який при переході з талого у мерзлий стан збільшується в об'ємі внаслідок утворення кристалів льоду і має відносну деформацію морозного здимання $\varepsilon_{ph} \geq 0,01$.

Грунтознавство – наука про грунт, його склад, властивості, походження, розвиток, географічне поширення, раціональне використання.

Делювій – продукти вивітрювання гірських порід (глина, пісок, щебінь та ін.), наноси, що утворюються біля підніжжя та на нижніх частинах схилів внаслідок змивання зруйнованих гірських порід з верхніх частин цих схилів дощовими потоками і талими сніговими водами, а також під впливом сили тяжіння, морозного зсуву та текучості ґрунту (соліфлюкція).

Деформація – зміна форми внаслідок прикладеного напруження

Дренаж – це система дрен і фільтрів, яка служить для перехоплення, збору і відведення підземних вод від споруди.

Елювіальні ґрунти – продукти вивітрювання вихідних гірських порід, які залягають на місці їх утворення.

Ендогенні мінерали – мінерали, що утворюються в глибинах земної кори при кристалізації магматичного вогненно-рідкого силікатного розплаву або його похідних (гарячих розчинів, газів і ін.).

Жорсткі фундаменти мілкового закладання – власні деформації яких досить малі в порівнянні з деформаціями основи (фундаменти з бутового каменю, бутобетоні, бетонні).

Забивні палі – виготовляють на заводі, транспортуються до місця будівництва і влаштовуються на проектну відмітку шляхом забивання, віброзанурення або іншим способом

Заморожування – використовується властивість вологих ґрунтів переходити в твердий стан при замерзанні.

Засипка – контрольована засипка включає укладку штучного ґрунту тонкими шарами і ущільнення його спеціальним агрегатом для забезпечення максимальної щільності й міцності.

Зона аерації – частина ґрунту, в якій поровий простір у водопроникних породах не заповнений водою.

Зона насичення – частина ґрунту, в якій всі порожнини заповнені водою.

Інженерно-геологічна зйомка – проводиться для майданчикової оцінки й картування інженерно-геологічних умов району (ділянки) будівництва.

Інженерно-геологічна рекогносцировка – проводиться для попередньої оцінки інженерно-геологічних умов району будівництва для обґрунтування передпроектної документації.

Інженерно-геологічна розвідка – проводиться на завершальному етапі вишукувань і призначена для уточнення інженерно-геологічних умов під окремою будівлею або спорудою.

Інженерно-геологічні вишукування – виробничий процес отримання, накопичення й обробки інженерно-геологічної інформації для забезпечення

будівельного проектування вихідними даними про інженерно-геологічні умови району (площадки, ділянки, траси).

Кесон – це залізобетонний ящик без дна із шлюзовим апаратом.

Коефіцієнт стисливості – відношення відповідної вертикальної деформації (зміни коефіцієнта пористості) до тиску, що викликав цю деформацію.

Коефіцієнт фільтрації – швидкість фільтрації води в ґрунті при градієнті напору, що дорівнює одиниці.

Консистенція – характер опору зв'язної породи зміні форми під впливом зовнішньої механічної дії. Розрізняють тверду, напівтверду, тугопластичну, текучу та ін. консистенцію породи.

Котловани – це виїмки різної глибини, але з достатньо великими розмірами в плані, що влаштовуються в ґрунті і призначені для різних цілей: вкладання фундаментів, монтажу підземних конструкцій і устаткування, прокладки тунелів і комунікацій і тому подібне.

Магматичні гірські породи – породи, що утворюються в результаті застигання й кристалізації розплавленої магми при входженні її в земну кору (глибинні або інтрузивні гірські породи) або при виливі на поверхню в процесі вулканічної діяльності (наземні або ефузивні гірські породи).

Метаморфічні гірські породи – породи, що утворюються в глибинних зонах земної кори в процесі зміни (метаморфізму) магматичних і осадових гірських порід під дією високої температури, тиску й хімічно активних речовин (газів і парів), що виділяються з магми.

Механічна суфозія – процес виносу дрібних часток з пухких уламкових порід фільтраційною водою.

Механіка ґрунтів – дисципліна прикладної механіки, що вивчає взаємодію між інженерною спорудою та породою основи.

Мінерали – це природні сполуки, які мають певний хімічний склад і фізичні властивості й утворюються в результаті фізико-хімічних процесів, що відбуваються в земній корі або на її поверхні.

Мули – водонасичені глинисті осади морських і прісноводних водойм, що утворилися при участі мікробіологічних процесів.

Модуль деформації – коефіцієнт пропорційності лінійного зв'язку між прирощуваннями тиску на зразок та його деформацією.

Модуль лінійної деформації – показник лінійної деформованості мерзлого ґрунту, що відбиває відношення напружень до викликаних відносних деформацій.

Модуль зсуву – характеристика деформованості, що визначається відношенням інтенсивності дотичних напружень до інтенсивності деформацій зсуву.

Модуль стисливості – відношення зміни ізотропного напруження до відповідної відносної зміни об'єму.

Набухання – властивість зв'язних порід збільшувати свій обсяг при поглинанні води

Набивні палі – влаштовуються в проектному положенні з бетону, піску або глинистого ґрунту.

Набухаючі ґрунти – ґрунти, які при змочуванні збільшуються в об'ємі й мають відносну деформацію набухання без навантаження $\xi_{sw} > 0,04$.

Навантаження – сила, що діє на породу, основу або частину споруди додатково до їх власної ваги.

Навантаження на палю допустиме – безпечне навантаження, при розрахунку якого враховуються усі впливаючі фактори, такі як гранична несуча здатність паль, відстань між палями, загальна несуча здатність ґрунту нижче паль, допустиме і можливе його осідання, обумовлене стисливістю відкладів.

Нагнітання (синонім – ін'єктування) – нагнітання розчину різноманітних речовин під тиском у ґрунт чи в елементи споруди з метою підвищення їх міцності та (або) зниження водопроникності (permeability). Нагнітають розчини хімічних речовин, суспензії та емульсії. До розчинів можуть входити цемент, суміш піску та цементу, суміш молотої глини з цементом, шлакоцемент, смоли та ін.

Напруження – тиск, що виникає в ґрунті при його навантаженні.

Насипні ґрунти – техногенні ґрунти, переміщення та укладення яких здійснюються з використанням транспортних засобів, вибуху.

Несуча здатність – 1) у теорії пружності – максимальне навантаження, що не викликає пластичних деформацій; 2) у механіці ґрунтів – напруження, перевищення якого викликає утворення в навантаженому масиві поверхонь зрушення.

Одиночні палі – застосовують під легкі споруди як опори (теплиці, склади), коли несуча здатність однієї палі достатня для передачі навантаження на ґрунт.

Опускний колодязь – це відкрита зверху і знизу порожниста конструкція будь-якої конфігурації в плані, яка занурюється в ґрунт, як правило, під дією власної ваги в процесі розробки ґрунту всередині колодязя

Осадка – це деформація, що відбувається в результаті ущільнення ґрунту під дією зовнішнього навантаження і в окремих випадках під дією власної ваги ґрунту, що не супроводжується зміною його структури.

Осадкові гірські породи – породи, що утворюються за рахунок руйнування (вивітрювання) інших раніше існуючих гірських порід і наступного перевідкладення продуктів руйнування різними способами.

Осідання споруди – переміщення споруди униз внаслідок ущільнення та пружного стиску ґрунтів підвалин.

Основи – це шари ґрунтів, що сприймають навантаження від фундаментів будівель і споруд.

Палеве поле – влаштовують під важкі споруди баштового типу, що мають обмежені розміри в плані.

Палеві куці (складаються з групи паль не менше 3 під ростверком плитою) – влаштовують під колони або окремі опори конструкцій, які передають значні вертикальні навантаження

Палі стояки – прорізають всю товщину слабких ґрунтів і опираються на практично нестискаємий шар ґрунту (скельні, напівскельні, великоуламкові ґрунти, галька, гравій).

Пальові фундаменти – це фундаменти, які опираються на відносно довгі вертикальні або малопохилі стержні – *палі* і є проміжним типом фундаментів між фундаментами мілкового та глибокого закладання.

Пісок – незв'язний мінеральний ґрунт, в якому маса часток розміром менше 2 мм складає більше 50% ($I_p=0$).

Підсилення фундаменту – передача навантажень від уже збудованих фундаментів споруд на нові – стрічкові, суцільні або пальові фундаменти

Пливуни – водонасичені малозв'язані нещільні породи, насичені водою з високим вмістом колоїдних частинок, які при розкриванні виявляють здатність до розпливання і переміщення (істинні пливуні).

Показник текучості I_L – відношення різниці вологостей, що відповідають двом станам ґрунту: природному W і на межі розкочування W_p , до числа пластичності I_p .

Постійні навантаження – це навантаження, які під час будівництва та експлуатації споруди діють постійно.

Просадні ґрунти – пилувато-глинисті ґрунти, які при замочуванні дають просадку (додаткову вертикальну деформацію) з величиною відносної деформації $\xi_{sl} > 0,01$.

Реологія – розділ механіки, який вивчає плинність рідких речовин і газів, а також процеси, зв'язані із залишковими деформаціями твердих тіл.

Розрахунок за граничним станом – метод розрахунку, що бере до уваги взаємодію різних сил, які діють на споруду, і здатність споруди чинити опір цим силам.

Сапропель – прісноводний озерний мул зі значним вмістом органічної речовини.

Соліфлюкція – поступове стікання ґрунту, перенасиченого водою, по мерзлій поверхні зцементованої льодом основи схилів.

Солонці – тип засолених глинистих ґрунтів, що відрізняються підвищеним вмістом легкорозчинних натрієвих солей й формуються на підвищених ділянках рельєфу.

Солончаки – тип засолених глинистих ґрунтів, що відрізняються підвищеним вмістом легкорозчинних натрієвих солей й формуються на негативних формах рельєфу – низовинах, заплавах, дельтах, берегах солоних озер і лиманів і т.д.

Сполучення (поєднання) навантажень – максимальне зусилля, яке дають комбінації кількох навантажень.

Стрічкові палеві фундаменти – влаштовують під стіни будівель і інші протяжні конструкції.

"Стіна в ґрунті" – фундаменти, споруджені шляхом проходки траншей у слабких ґрунтах і заповнення їх бетоном або армованим бетоном.

Стиск (синонім – компресія) – незалежна від часу зміна об'єму ґрунту, зв'язана з ростом ефективних напружень.

Такири – ділянки із засоленими глинистими ґрунтами в пустельних зонах, з винятково гладкою поверхнею, позбавлені рослинності й розбиті тріщинами усадки на невеликі полігональні виокремлення.

Технічна меліорація ґрунтів – цілеспрямоване поліпшення властивостей природно-територіальних комплексів з метою оптимального використання потенціалу ґрунтів, вод, клімату, рельєфу та рослинності.

Техногенні ґрунти – це природні ґрунти, змінені й переміщені в результаті виробничої й господарської діяльності людини, і антропогенні утворення.

Тимчасові навантаження – навантаження, які діють в окремі періоди будівництва, а при експлуатації можуть бути відсутні.

Тонкостінна оболонка є порожнистим циліндром із звичайного або заздалегідь напруженого залізобетону.

Траншеї – це виїмки, що мають малу ширину і велику довжину, називають

Фундамент – частина споруди, що є в безпосередньому контакті з ґрунтом і передає на нього навантаження

Фундаменти глибокого закладання – це фундаменти, які заглиблюються або формуються в ґрунтах за допомогою спеціального обладнання. Вони передають навантаження на основу як по підшві, так і по бічній поверхні (опускні колодязі, кесони, стіна в ґрунті).

Фундаменти мілкового закладання – це фундаменти для яких співвідношення розмірів висоти і ширини не перевищує $4 \left(\frac{h}{b} \leq 4 \right)$.

Фундаменти мілкового закладання – це фундаменти, які споруджуються у відкритих котлованах з попереднім виїманням ґрунту та оточені насипним ґрунтом і передають навантаження на основу через свою підшву.

Фундаментом називають підземну частину будівля чи споруди, що сприймає навантаження від наземної частини будови та передає її на основу.

Шахти – це виїмки, що мають малі розміри в плані і велику глибину.

Шпунтові огорожі служать для кріплення вертикальних стін котловану при глибині більше 4-х метрів, а також при будь-якій глибині, але при рівні підземних вод вище за дно котловану.

РЕКОМЕНДОВАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і 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: ПНТУ, 2003. – 446 с.
2. ДСТУ Б В.2.1-2-96 (ГОСТ 25100-95): Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. – К.: Держкоммістобудування, 1997. – 43 с.
3. ДБН А.2.1-1-2014: Інженерні вишукування для будівництва. – К.: Мінрегіонбуд України, 2014. – 128 с.
4. ДСТУ Б В.2.1-11:2009: Методи лабораторного визначення властивостей набухання та усадки. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010. – 23 с.
5. Ґрунтознавство з основами геології. Навч. посібник / О.Ф. Гнатенко, М.В. Капштик, Л.Р. Петренко, С.В. Вітвіцький. – К.: Оранта, 2005. – 648 с.
6. Ґрунтознавство з основами геології: підручник для вузів / І.І. Назаренко, С.М. Польчина, Ю.М. Дмитрук, І.С. Смага, В.А. Нікорич. – Чернівці: Книги-XXI, 2006. – 503 с.
7. Геологія з основами мінералогії: Навч. посібник / За ред. Д.Г.Тихоненка. – К.: Вища освіта, 2003. – 287с.
8. Класифікація ґрунтів України / М. І. Полупан, В. Б. Соловей, В. А. Величко; Нац. наук. центр "Ін-т ґрунтознавство та агрохімії ім. О.Н.Соколовського" УААН. - К.: Аграр. наука, 2005. - 300 с.
9. Ґрунтознавство з основами геології та географія ґрунтів: Навч. посібник / Ф.П. Топольний ... [та ін.]. – Кіровоград : В.Ф. Лисенко, 2014. – 383 с.
10. Корнієнко М.В. Основи та фундаменти. Навчальний посібник. К.: КНУБА. 2009. –150с
11. Основания, фундаменты и подземные сооружения : Справочник проектировщика /Под общ.ред. Е.А.Сорочана и Ю.Г.Трофименкова. - М.: Стройиздат, 1985 – 480 с.
12. Сваи и свайные фундаменты. П.С, Метелюк, Г.Ф. Шишко, А.Б. Соловьева, В.В. Грузицнцев. Киев, “Будівельник”, 2005, 256 с
13. Корнієнко М.В. Механіка ґрунтів. Навчальний посібник. – К.: КНУБА. 2007. – 40 с.
14. О.М. Шашенко, В.П. Пустовойтенко, Н.В. Хозяйкіна. Механіка ґрунтів: навчальний посібник. К.: Новий друк, 2009, – 200 с
15. Л.Н.Шутенко, Ю.Т.Лупан, П.Л.Клемяционок, А.Г.Рудь, Г.Г.Стрижельчик, А.В.Жиров. Основания и фундаменты: Уч. пособие. – Харьков: ХНАГХ, 2004. – 674 с.
16. Ананьев В.П., Потапов В.Д. Инженерная геология: Учебник. – М.: Высш. шк., 2002. – 511 с.
17. Далматов Б.И. Механика грунтов ,основания и фундаменты. – М.; Л.: Стройиздат, 1988. – 415 с.

18. Механика грунтов, основания и фундаменты / С.Б.Ухов и др. – М.: Изд. АСВ, 1994. – 527 с.
19. Технологія спорудження сільських виробничих будівель / Л.Г.Єрисова, Б.І.Завалій, М.Л.Зоценко та інші. – К.: Урожай, 1994. – 320 с.
20. Цытович Н.А. Механика грунтов (краткий курс). Изд. четвертое. – М.: Высш. шк., 1983. – 288 с.
21. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти. – Рівне: Видавництво Рівненського ДТУ, 2001. – 367 с.
22. Зоценко Н.Л., Яковлєв А.В. Примеры расчета оснований и фундаментов сельских зданий и сооружений. – К. Будівельник, 1986. – 104 с.
23. Малышев М.В., Болдырев Г.Г. Механика грунтов. Основания и фундаменты (в вопросах и ответах). – М.: Изд-во АСВ, 2000. – 320 с.
24. Маретмьянов А.И. Проектирование и строительство зданий и сооружений в сейсмических районах. – М.: Стройиздат, 1988. – 255 с.
25. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений / Б.И. Далматов и др. – М.: Изд. АСВ, СПб.: СПбГАСУ, 1999. – 340 с.
26. Сергеев Е.М. Инженерная геология. – М.: Изд. МГУ, 1982. – 248 с.
27. Справочник по механике и динамике грунтов / В.Б.Швец, Л.К.Гинзбург, В.М.Гольдштейн та інші. – К.: Будівельник, 1987. – 232 с.
28. 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.
29. Шашенко А.Н., Пустовойтенко В.П. Механика горных пород: Учебник для ВУЗов. – К.: Новый друк, 2004. – 400 с.
30. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах. – М.: Стройиздат, 1983. – 248с.
31. Винников Ю.Л., Яковлєв А.В., Мукосєєв В.М. Практикум з експлуатації основ і фундаментів сільських будівель. – К.: Урожай, 1995. – 144с.
32. Далматов Б.И., Морарескул Н.Н., Науменко В.Г. Проектирование фундаментов зданий и промышленных сооружений. – М.: Высш. шк., 1986. – 239 с.
33. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. – К.: НИИСК, 1996 – 204 с.
34. Коновалов П.А. Основания и фундаменты реконструированных зданий и сооружений. – М.: ВНИИНТПИ, 2000. – 320 с.
35. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с.
36. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. – К.: Будівельник, 1982. – 224 с.
37. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов: Учебник для вузов. – М.: Высш. шк., 1982. – 511 с.

38. Основания, фундаменты и подземные сооружения: Справочник проектировщика / Под ред. Е.А.Сорочана, Ю.Г.Трофименкова – М.: Стройиздат, 1985. – 480 с.
39. Цытович Н.А., В.Г.Березанцев, Б.И.Далматов, М.Ю.Абелев. Основания и фундаменты (краткий курс). М.: Высш. шк., 1970. – 384 с.
40. Швец В.Б., Тарасов Б.Л., Швец Н.С. Надежность оснований и фундаментов. – М.: Стройиздат. 1980. – 158 с.
41. Швецов Г.И. и др. основания и фундаменты. Справочник. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с.
42. Штоль Т.М., Теличенко В.И., Феклин В.И. Технология возведения подземной части зданий и сооружений. – М.: Стройиздат, 1990. – 288 с.
43. Шутенко Л.Н., Гильман А.Д., Лупан Ю.Т. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование. – К.: Вища шк., 1989. – 328 с
44. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування – К.: Мінрегіонбуд України, 2009 – 90 с
45. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд ЗМІНА №1 (Пальові фундаменти) -К.: Мінрегіонбуд України, 2011 – 58с
46. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти споруд ЗМІНА №2 –К.: Мінрегіонбуд України, 2012 – 20с
47. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань –К.: Мінрегіонбуд України, 2011 – 14с
48. ДБН В.1.1-12:20014 Будівництво у сейсмічних районах України – К.Мінбуд України, 2014-118с.
49. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи – К.Мінбуд України, 2006–60с.
50. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні і залізобетонні конструкції. Основні положення – К.Мінбуд України, 2011–75с.
51. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 "Будівельна кліматологія" / Мінрегіонбуд України. – К.: Укрархбудінформ, 2011. – 123 с.
52. ДСТУ Б В.2.1-2-96 Основи та підвалини будинків і споруд . Ґрунти. Класифікація (ГОСТ 25100-95).
53. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови
54. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій
55. ДСТУ Б В.2.6-173:2011. Сітки арматурні зварні для залізобетонних конструкцій та виробів. Загальні технічні умови
56. ДСТУ Б В.2.6-108:2010 Блоки бетонні для стін підвалів.
57. ДСТУ Б В.2.6-109:2010 „Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови”.

НАВЧАЛЬНО – МЕТОДИЧНЕ ВИДАННЯ

Основи та фундаменти. Навчальний посібник для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» / І.О.Парфентьева, О.В. Верешко, Д.А. Гусачук – Луцьк: ЛНТУ, 2017.– 296с.

Підп. до друку . Формат 60x84/16.Папір офс.
Гарн. Таймс. Ум. друк. арк. 6,75
Обл.-вид. арк.6,5. Тираж 50 прим. Зам. 982

Редакційно-видавничий відділ
Луцького національного технічного університету
43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
Друк – РВВ ЛНТУ