

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

**СХІДНОУКРАЇНСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
імені Володимира Даля**

КАФЕДРА БУДІВНИЦТВА, УРБАНІСТИКИ ТА ПРОСТОРОВОГО ПЛАНУВАННЯ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«Основи та фундаменти»

Частина 2.

*(для здобувачів вищої освіти спеціальності
G19 Будівництво та цивільна інженерія)*

(Електронне видання)

ЗАТВЕРДЖЕНО

**на засіданні кафедри будівництва,
урбаністики та просторового планування**

Протокол №10 від 19.05.2026 р.

Київ 2026

Конспект лекцій з дисципліни **«Основи та фундаменти»**. **Частина 2.** (для здобувачів вищої освіти спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія») (Електронне видання) / Уклад.: М.В. Білошицький, Г.О. Татарченко, Н.І. Білошицька. – Київ: вид-во СНУ ім. В. Даля, 2026. – 121 с.

Методичне видання спрямоване на опанування здобувачами вищої освіти теоретичного матеріалу з дисципліни «Основи та фундаменти».

У конспекті лекцій викладено основні поняття інженерної геології, розглянуті фізико-механічні властивості ґрунтів, геодинамічні процеси та їх вплив на будівлі і споруди, головні закони механіки ґрунтів, розподіл напружень і деформацій в основах споруд.

Конспект лекцій охоплює широкий спектр тем, вивчення яких є обов'язковим для фахівців зі спеціальності G19 «Будівництво та цивільна інженерія»: Особливу увагу приділено фундаментам, що зводяться у відкритих котлованах, та пальовим фундаментам глибокого закладення. Викладено принципи проєктування фундаментів в складних ґрунтових умовах при різних варіантах завантаження, наведено способи і технології зміцнення слабких ґрунтових основ, особливості зведення і реконструкції фундаментів.

Наприкінці методичних вказівок наведено додатки, список необхідної літератури і нормативних документів.

Укладачі: М.В. Білошицький – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Г.О. Татарченко – д.т.н., професор, завідувач кафедри БУПП

Н.І. Білошицька – к.т.н., доцент кафедри БУПП

Рецензент: П.Є. Уваров – к.т.н., доцент

ЗМІСТ

Тема	Вступ	5
6.	Пальові фундаменти, фундаменти глибокого закладення	9
6.1.	Пальові фундаменти, загальні положення.	9
6.2.	Класифікація паль.	14
6.3.	Конструкції забивних залізобетонних паль і досвід їх застосування.	22
6.4.	Нові типи фундаментних конструкцій з паль.	24
6.5.	Розрахунок пальових фундаментів на міцність і тріщиностійкість.	30
6.6.	Розрахунок паль по ґрунтових умов, загальні положення.	33
6.7.	Вихідні дані, послідовність розрахунку і проєктування.	34
6.8.	Визначення глибини закладення ростверку.	35
6.9.	Вибір типу фундаменту палі, вибір попередніх розмірів палі і оцінка умов її роботи в ґрунтовому масиві.	36
6.10.	Визначення несучої здатності паль.	37
6.11.	Визначення числа паль і розміщення їх в плані ростверку.	43
6.12.	Розрахунок пальових фундаментів і їхніх основ за деформаціями.	46
6.13.	Явища, що відбуваються при зануренні паль і при їх виготовленні в ґрунті.	48
6.14.	Фундаменти глибокого закладення.	51
	Питання до самоперевірки	60
7.	Штучне поліпшення ґрунтів основ	61
7.1.	Штучне поліпшення ґрунтів основ, загальні положення.	61
7.2.	Конструктивні заходи поліпшення основ.	63
7.3.	Ущільнення ґрунтів основ.	68
7.4.	Закріплення ґрунтів основ.	75
	Питання до самоперевірки	80

8.	Проектування фундаментів в особливих умовах	81
8.1.	Просадні ґрунти.	81
8.2.	Стійкість ґрунтів основ при динамічних впливах.	86
8.3.	Фундаменти при динамічних впливах від промислового і господарського обладнання.	88
8.4.	Фундаменти при сейсмічних впливах.	92
	Питання до самоперевірки	96
9.	Обстеження і посилення основ і фундаментів.	97
9.1.	Обстеження основ і фундаментів.	97
9.2.	Можливості збільшення навантажень, переданих на фундаменти без їх посилення.	99
9.3.	Методи посилення фундаментів і основ.	102
	Питання до самоперевірки	109
	Висновки	110
	Література	111
	Додатки	113

Вступ

Дисципліна «Основи та фундаменти» є частиною групи дисциплін, пов'язаних з проєктуванням, будівництвом і експлуатацією будівель і споруд, влаштуванням підземних комунікацій, прокладкою трубопроводів.

У багатьох випадках на виконання робіт нульового циклу, які включають влаштування фундаментів, витрачається більше часу, ніж на зведення збірних надземних конструкцій будівель.

Крім того, вартість цих робіт іноді становить до 40% від загальної вартості споруд, тому їх здешевлення дає цілком відчутний ефект.

Надійність основ і фундаментів і здешевлення робіт з їх пристрою в значній мірі залежать від уміння правильно оцінити інженерно-геологічні умови майданчиків будівництва, властивості ґрунтів в основах і спільну роботу цих ґрунтів з фундаментами, що деформуються і конструкціями споруди, від раціональності обраних типів основ, від якості виконання робіт.

Справжній курс є продовженням курсу «Інженерна геологія та вишукування».

Внаслідок вивчення дисципліни «Основи та фундаменти» здобувач вищої освіти набуде наступних програмних компетентностей:

ІК (інтегральна компетентність) – здатність розв'язувати складні спеціалізовані завдання та практичні проблеми під час професійної діяльності у сфері планування та благоустрою міст, застосування основних принципів містобудівної оцінки території за природними факторами, включаючи кількісну і якісну оцінку рельєфу; методів благоустрою міських територій та захисту їх від несприятливих природних умов та життєдіяльності людей.

ЗК02. Знання та розуміння предметної області та професійної діяльності.

ЗК06. Здатність до пошуку, оброблення та аналізу інформації з різних джерел.

СК01. Здатність використовувати концептуальні наукові та практичні знання з математики, хімії та фізики для розв'язання складних практичних проблем в галузі будівництва та цивільної інженерії.

СК03. Здатність проектувати будівельні конструкції, будівлі, споруди та інженерні мережі (відповідно до спеціалізації), з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних вимог нормативної документації у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці.

СК07. Спроможність нести відповідальність за вироблення та ухвалення рішень у сфері архітектури та будівництва у непередбачуваних робочих контекстах.

Програмні результати навчання:

РН01. Застосовувати основні теорії, методи та принципи математичних, природничих, соціально-гуманітарних та економічних наук, сучасні моделі, методи та програмні засоби підтримки прийняття рішень для розв'язання складних задач будівництва та цивільної інженерії.

РН02. Брати участь у дослідженнях та розробках у сфері архітектури та будівництва.

РН03. Презентувати результати власної роботи та аргументувати свою позицію з професійних питань, фахівцям і нефахівцям, вільно спілкуючись державною та іноземною мовою.

РН08. Раціонально застосовувати сучасні будівельні матеріали, вироби та конструкції на основі знань про їх технічні характеристики та технологію виготовлення.

РН09. Проектувати будівельні конструкції, будівлі, споруди, інженерні мережі та технологічні процеси будівельного виробництва, з урахуванням інженерно-технічних та ресурсозберігаючих заходів, безбар'єрного простору, правових, соціальних, екологічних, техніко-економічних показників, наукових та етичних аспектів, і сучасних вимог нормативної документації, часових та інших обмежень, у сфері архітектури та будівництва, охорони довкілля та безпеки праці.

В результаті вивчення дисципліни здобувачі вищої освіти повинні набути:

знання:

- основних фізико-механічних властивостей ґрунтів основи, розподіл напружень від власної ваги, при дії зовнішнього навантаження, види деформацій і причини, які їх зумовлюють;
- вимог нормативних документів до проєктування об'єктів житлового будівництва;
- закономірностей та норм, покладених в основу розрахунків та проєктування основ та фундаментів за граничними станами;
- величин, що характеризують: граничні навантаження на основу; розрахункові та гранично допустимі деформації основ та споруд;
- напружено-деформованого стану основ, фундаментів та огорожувальних конструкцій;
- інженерних, конструктивних, технологічних та економічних факторів проєктування основ та фундаментів.

вміння:

- оцінювати і враховувати кліматичні, інженерно-геологічні, гідрологічні та екологічні особливості території будівництва при проєктуванні основ та фундаментів, використовуючи сучасні досягнення в галузі, можливості систем автоматизованого проєктування;
- застосовувати сучасні методи конструювання, зокрема штучне покращення ґрунту, проєктування та закладення фундаментів на слабких основах, пальові конструкції тощо;
- обґрунтовувати найбільш доцільні за техніко-економічними показниками конструктивні рішення, що забезпечують експлуатаційну надійність споруд та задовольняють вимогам охорони навколишнього середовища;
- працювати з нормативною будівельною літературою;
- самостійно користуватись довідниковою і нормативною літературою;

– самостійно проводити дослідження та оцінку ґрунтових умов основи, розрахунки фізико-механічних властивостей ґрунтів, застосування теорій лінійного деформування для розв’язання задач механіки ґрунтів.

навички:

– аналізувати інженерно-геологічні умови майданчиків, оцінювати характеристики ґрунтів, їх поведінку під навантаженням і вплив конструкцій;

– уміння виконувати розрахунки несучої здатності, осідання і стабільності фундаментів за граничними станами; проектувати мілкі та глибокі фундаменти з урахуванням ґрунтових умов;

– здатність працювати з нормативною базою;

– знання ДБН, будівельних стандартів і Єврокодів, а також вміння застосувати їх при проектуванні конструкцій.

ТЕМА 6

ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ, ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДЕННЯ

План:

- 6.1. Пальові фундаменти, загальні положення.
- 6.2. Класифікація паль.
- 6.3. Конструкції забивних залізобетонних паль і досвід їх застосування.
- 6.4. Нові типи фундаментних конструкцій з паль.
- 6.5. Розрахунок пальових фундаментів на міцність і тріщиностійкість.
- 6.6. Розрахунок паль по ґрунтових умов, загальні положення.
- 6.7. Вихідні дані, послідовність розрахунку і проєктування.
- 6.8. Визначення глибини закладення ростверку.
- 6.9. Вибір типу фундаменту палі, вибір попередніх розмірів палі і оцінка умов її роботи в ґрунтовому масиві.
- 6.10. Визначення несучої здатності паль.
- 6.11. Визначення числа паль і розміщення їх в плані ростверку.
- 6.12. Розрахунок пальових фундаментів і їхніх основ за деформаціями.
- 6.13. Явища, що відбуваються при зануренні паль і при їх виготовленні в ґрунті.
- 6.14. Фундаменти глибокого закладення.

6.1. Пальові фундаменти, загальні положення

У ряді випадків у верхній частині основи будівлі, що зводиться і споруди може перебувати відносно слабкий шар ґрунту, тому виникає необхідність у передачі тиску від споруди на більш щільні ґрунти, що залягають на певній глибині. У цих випадках часто влаштовують фундаменти з паль, які здатні сприймати великі навантаження в порівнянні з фундаментами неглибокого залягання і, крім того, іноді є більш економічними, так як при їх зведенні об'єм трудомістких земляних робіт зменшується.

Археологічні розкопки на берегах Цюрихського озера показали, що палі використовувалися людиною з давніх-давен.

У 1854 році рівень води Цюрихського озера знизився до небувалої позначки, і місцеве населення використовувало відкриті поклади мулу для удобрення сільськогосподарських угідь. Так під товстим шаром мулу були виявлені залишки

найдавнішого пальового поселення. Історики віднесли знахідку до епохи неоліту! А більш пізні дослідження показали, що цей приклад не був єдиним. Подібні поселення були береговими, на палях вони зводилися через розвиток землеробства на болотистих територіях, а також для захисту від диких звірів і ворожих племен.

Пізніше наявність пальових будівель відзначали мандрівники XVIII і XIX століть А. Гумбольдт і М.М. Миклухо-Маклай. Вони надають опис як окремих хатин, так і цілих селищ. Такі поселення збереглися до наших часів.

Спочатку палі застосовувалися в якості стійок, які дозволяли підняти підлогу житла над водою або землею. Римський архітектор та інженер Вітрувій (I ст. До н.е.) підкреслював необхідність використання дерев'яних паль при будівництві на наносних або болотистих ґрунтах для передачі навантаження від будівель на так званий материк. Пізніше застосування паль дозволило зводити масивні споруди на слабких ґрунтах.

Не можна обійти увагою і досвід Нідерландів, де болотистий ґрунт визначав палі як необхідну складову будівництва. За свідченням П.П. Гнедича, тільки «завдяки палям нідерландці захистилися від моря і відвоювали у нього значну площу суші. Амстердам зі своїм населенням в чверть мільйона чоловік стоїть на палях».

Великий інтерес для геотехніків представляє стаття «Фундамент як будувати». Це одна з перших інструкцій, в якій не тільки вперше згадуються терміни «ґрунт» і «паля», а й рекомендується при виборі місця для закладання фундаментів «добре знати характер ґрунту».

У XIX столітті палі вже стали застосовуватися також і для ущільнення ґрунту. П. Усов в роботі «Будівельне мистецтво» (1859) відзначає: «опір слабого ґрунту можна значно збільшити втрамбуванням у нього кам'яного щебеню або стисканням його ущільнюючими палями.».

До 1838 року застосовувалися тільки забивні палі, хоча вони теж модернізувалися - змінювався матеріал паль, а при забиванні в гравелісті і тверді ґрунти для дерев'яних паль стали використовувати залізні черевики. У 1838 році

Мітчелл (Mitchall) запропонував загвинчувати палі в ґрунт, для чого нижня частина палі обладнана гвинтом.

Наконечники паль мають різний вигляд в залежності від властивостей ґрунту. В. Карлович в монографії «Основи та фундаменти» (1869 рік) визнає переваги гвинтових паль перед забивними при застосуванні їх в слабких ґрунтах, так як «кінці їх передають тиск на велику площу».

Довгий час забивання паль здійснювалася вручну. Перший опис примітивного ручного копра відноситься до 1660 році. Винахід станини з направляючими для баби і приєднання для її підйому різних пристосувань дозволило збільшити потужність снаряда. Винахід Несмітом (Великобританія) парової баби було безсумнівним проявом технічної революції. У 1889 році цей винахід було вдосконалено російським інженером С.А. Арцішем, що дозволило ще збільшити продуктивність снарядів. І тільки в 30...40-х роках минулого століття з'явилися перші дизельні палейні установки, а в 50-х – електричні віброзанурювачі.

На межі XIX...XX століть з'явилися і перші монолітні палі, що виготовляються в ґрунті, в науковій літературі того часу їх налічується близько двадцяти. Зупинимося лише на палях системи «Франкинъоль». Палі цієї системи з'явилися у Франції в 1909 році, в 1910 році вони були запатентовані і стали широко застосовуватися в Європі, Єгипті. В цьому ж році було утворено бельгійське суспільство FRANKI-Pfahi-Gesellschaft, яке ми знаємо і донині, але тільки під назвою «Франки». У 1947 році була виготовлена перша бурова установка фірми Bauer.

Сьогодні технології виготовлення паль в ґрунті дозволяють вирішувати найскладніші геотехнічні завдання: зводити будівлі і освоювати підземні простори на забудованих територіях в існуючій інфраструктурі.

Пальною конструкцією (фундаментом) називається група паль, об'єднана поверху спеціальними плитами або балками, званими ростверком.

Несуча здатність одиночної палі в більшості випадків у багато разів менше навантаження, переданої надземною конструкцією (наприклад, колоною), тому фундамент палі доводиться робити з кількох паль. У практиці сучасного

будівництва в залежності від характеру розміщення паль в плані розрізняють наступні види пальових фундаментів: поодинокі пальі, стрічкові пальові фундаменти з розміщенням паль рядами (рис. 6.1, а), пальові кущі (рис. 6.1, б), суцільне пальове поле (рис. 6.1, в).

Поодинокі пальі застосовують під спорудження, коли навантаження від колони будівлі або стику панелей сприймає одна паля. Іноді пальі є одночасно колонами будівлі. Такі конструкції називають палями-колонами.

Стрічкові пальові фундаменти влаштовують під стінами будівель та іншими протяжними конструкціями. Розрізняють однорядне (див. рис. 6.1, а) і багаторядне (в 2...3 ряди і більше) розміщення паль.

При багаторядному розміщенні паль фундамент пальі легко сприймає не тільки вертикальне навантаження, а й момент; при однорядному розміщенні паль відцентрово прикладене навантаження викликає вигин паль. У разі однорядного розміщення паль під внутрішніми і зовнішніми стінами будівлі, що володіє просторовою жорсткістю, верхні частини паль не можуть відчувати вигину, так як надпідвальні перекриття і перетини стін перешкоджають розвитку деформацій вигину в палях.



Рис. 6.1. Види пальових фундаментів в залежності від розміщення паль в плані

Пальові кущі – це групи паль, зазвичай розташовані під окремими конструкціями (наприклад, під колонами). Мінімальна кількість паль в одному кущі – три. Іноді допускається робити пальові кущі з двох паль, якщо виключено

розвиток вигину паль в перпендикулярному напрямку по відношенню до осі, що проходить через обидві палі.

Суцільне пальове поле влаштовують під важкі споруди, коли палі розташовуються по деякій сітці під всією спорудою або її частиною. На суцільне пальове поле спираються всі конструкції цієї частини споруди (колони, стіни, обладнання).

Пальовим полем будівельники називають також систему паль, розміщених під спорудою, що складається з одиночних паль, стрічок і пальових кущів.

Щоб усі палі фундаменту працювали одночасно, їх об'єднують залізобетонною плитою або балкою-ростверком, який забезпечує розподіл навантаження на палі і приблизну рівномірність осідання або при несиметричному завантаженні – осідання з креном.

Розрізняють **три типи пальових ростверків**: низький, підвищений і високий (рис. 6.2).

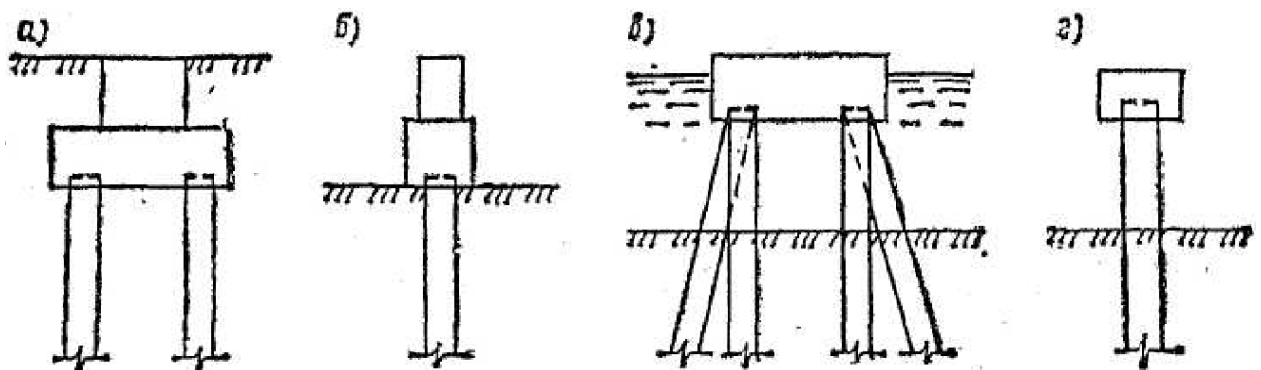


Рис. 6.2. Типи пальових ростверків: а – низький; б – підвищений; в, г – високий

Низький пальовий ростверк розташовують нижче поверхні ґрунту. Такий ростверк може передавати частину вертикального тиску на ґрунт основи по своїй підшві і при практично щільній зворотній засипці сприймати тиск від горизонтальних сил. Якщо ростверк знаходиться в зоні сезонного промерзання, на нього при промерзанні ґрунту можуть впливати нормальні і дотичні сили пучення відповідно по підшві і бічним поверхням.

Підвищений пальовий ростверк не заглиблюють в ґрунт, а розташовують безпосередньо на його поверхні. У зв'язку з цим відпадає необхідність у влаштуванні опалубки знизу ростверку. Такі ростверки допустимі там, де при

промерзанні не відбувається пучення ґрунту. Оскільки верхні шари складені, як правило, слабкими ґрунтами, підвищені ростверки не можуть передавати тиск на ґрунт основи.

Високий пальовий ростверк розташовують вище поверхні ґрунту. Так як верхня частина вертикальних паль має невеликий опір поперечному вигину при дії горизонтальних навантажень, крім вертикальних паль забивають похилі палі по двом-чотирьом напрямкам. Високі пальові ростверки застосовують при будівництві мостів і гідротехнічних споруд, під внутрішніми стінами житлових будинків з технічними підпідлогами і в інших випадках. Іноді пальові фундаменти роблять без ростверків. На голову палі надягають оголовник і на це розширення встановлюють несучі панелі будівель (рис. 6.2, г).

6.2. Класифікація паль

Основним конструктивним елементом пальового фундаменту є палі. Класифікація паль наведена в табл. 6.1.

Таблиця 6.1

Класифікація паль	
Спосіб занурення паль в ґрунт	Забивні залізобетонні, сталеві, дерев'яні, занурювані в ґрунт (без його виїмки) за допомогою молотів, віброзанурювачів і пристроїв, що вдавлюють
	Палі-оболонки (залізобетонні), що занурюються віброзанурювачами з виїмкою ґрунту і заповнюються бетонною сумішшю
	Набивні, що влаштовуються шляхом укладання бетонної суміші в свердловини, утворені в результаті обтиску ґрунту
	Бурові, що влаштовується шляхом заповнення пробурених свердловин бетонною сумішшю або установки в них залізобетонних елементів
	Гвинтові, що занурюються в ґрунт за допомогою кабестана
Умови взаємодії паль з ґрунтом	Палі-стойки, до яких відносяться палі всіх видів, що спираються на скельні ґрунти, а забивні палі, крім того, на малостисливі ґрунти (великоуламкові ґрунти і тверді глини з модулем деформації $E > 50$ МПа)
	Висячі палі, які спираються на стискувані ґрунти і передають навантаження на основу бічною поверхнею і нижнім кінцем

Класифікація палі	
Забивні залізобетонні палі та палі-оболонки	За способом армування – з ненапруженою поздовжньою арматурою з поперечним армуванням і попередньо напружені зі стрижневою або дротяною поздовжньої арматурою з поперечним армуванням і без нього
	За формою поперечного перерізу – квадратні, прямокутні, таврові і двотаврового перерізів, квадратні з круглою порожниною і порожнисті круглі
	За формою поздовжнього перерізу – призматичні, циліндричні і з похилими гранями (пірамідальні, трапецеїдальні, ромбовидні)
	За конструктивними особливостями – цілі і складові з окремих секцій
	По конструкції нижнього кінця – із загостреним або плоским нижнім кінцем, з розширенням і порожнисті з закритим або відкритим нижнім кінцем
Набивні палі по способу влаштування підрозділяються	Що влаштовується шляхом занурення інвентарних труб, нижній кінець яких закритий черевиком, що залишається в ґрунті, з подальшим отриманням труб у міру заповнення свердловин бетонною сумішшю
	Віброштамповані, що влаштовуються в пробитих свердловинах шляхом їх заповнення жорсткою бетонною сумішшю, що ущільняється віброштампом у вигляді труби з закріпленням на ній віброзанурювачем
	Віброштамповані, що влаштовуються шляхом виштамповки в ґрунті свердловин пірамідальної або конічної форми з заповненням їх бетонною сумішшю
Бурові палі по способу влаштування поділяються	Буронабивні суцільного перетину, бетоновані в пробурених свердловинах без кріплення або з закріпленням стінок вилучаються обсадними трубами
	Буронабивні порожнисті круглого перетину, що влаштовуються з застосуванням багатосекційного сердечника
	Буронабивні, що влаштовується шляхом утрамбовування в свердловину щебеню
	Буронабивні з камуфлетною п'ятою, що влаштовується шляхом буріння свердловин з утворенням розширення вибухом і заповнення свердловин бетонною сумішшю
	Палі-стовпи, що влаштовуються шляхом буріння свердловин, укладкою в них цементно-піщаного розчину і опускання в свердловини пальових елементів
	Буроопускні палі з камуфлетною п'ятою

Історія розвитку будівельних конструкцій пов'язана з розвитком продуктивних сил суспільства. У загальному випадку будівельні конструкції в залежності від матеріалу, з якого вони виготовлені, поділяють на металеві (переважно сталеві), кам'яні, бетонні та залізобетонні, конструкції з дерева і пластмас. Для конструкцій паль в основному використовують дерево, метал, бетон і залізобетон.

Найбільш древні конструкції – дерев'яні та кам'яні, так як найпростіші їх види можна було виготовити, застосовуючи примітивні інструменти.

Дерев'яні палі. Дерево здавна використовувалося для різних конструкцій. До переваг дерев'яних паль відносяться їх невелика маса, досить висока міцність і простота виготовлення. Дерев'яні палі можна занурити в ґрунт шляхом забивання або віброметодом. Дерев'яні палі важко забиваються в грубозернисті і гравелісті піски і майже не забиваються в гравій і гальку.

Недоліком дерев'яних паль є те, що вони можуть загнивати в зоні змінної вологості при розташуванні паль вище горизонту вод. Щоб уникнути цього в постійних спорудах голови паль повинні бути завжди розташовані нижче горизонту найнижчих вод не менше ніж на 0,5 м. До недоліків дерев'яних паль відноситься також обмеженість їх розмірів у разі виготовлення з одиночних колод і пов'язана з цим їхня низька несуча здатність. Число паль у фундаменті виходить зазвичай великим. Конструкції дерев'яних паль показані на рис. 6.3.

Для виготовлення паль використовують деревину хвойних порід (сосна, модрина, ялина та ін.) Діаметром від 18 до 40 см і довжиною 4,5...16 м. Низ палі обробляють у формі вістря для полегшення занурення її в ґрунт (рис. 6.3, а). У ґрунтах, що містять гравій, гальку та інші тверді включення, на вістрі палі надягають металевий башмак (рис. 6.3, б). На голову палі насаджуються металеве кільце-бугель, що запобігає пошкодженню палі при її забиванні (рис. 6.3, в).

Для збільшення розмірів дерев'яних паль були створені пакетні і клеєні палі (рис. 6.3, г-е). У практиці пакетні палі застосовувалися довжиною до 25 м.

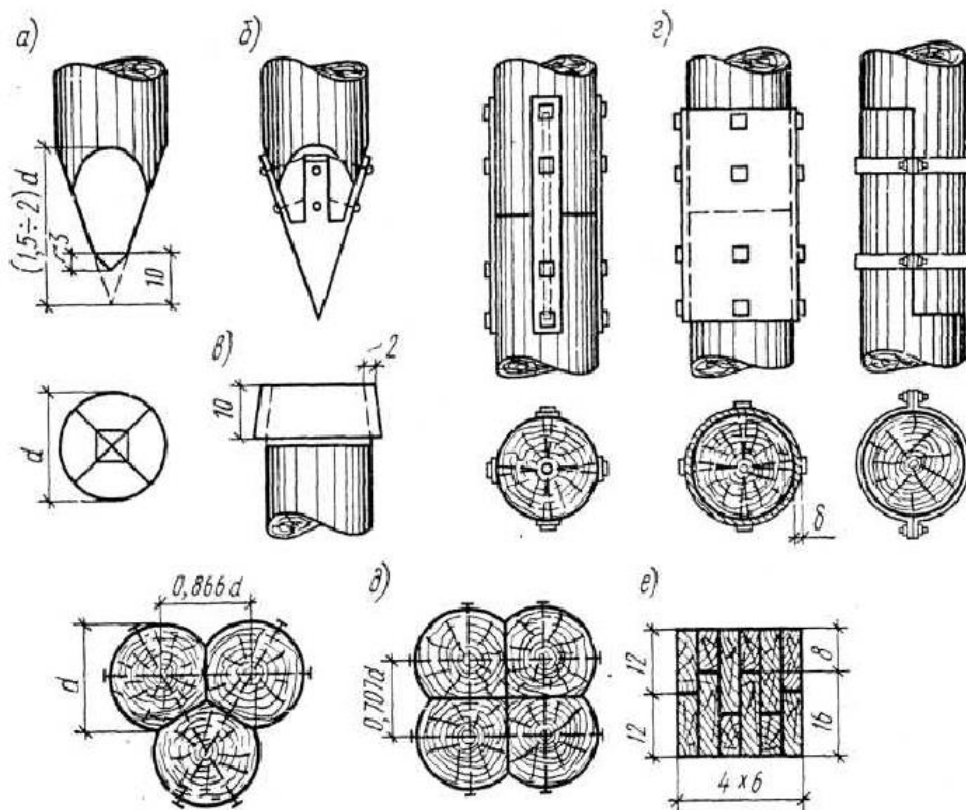


Рис. 6.3. Конструкції дерев'яних паль (розміри дані в сантиметрах)

а – вістря палі; б – металевий башмак на вістрі палі; в – кільце-бугель; г, д – пакетні палі;
е – клеєні палі

Стики колод пакетних паль влаштовують в розбіжку і перекривають металевими накладками. Колоди згуртовують між собою металевими болтами. Недоліки пакетних паль полягають в великій витраті металу на з'єднання і високу трудомісткість робіт по їх виготовленню.

Металеві палі. Метал як матеріал для будівельних конструкцій починають застосовувати з XVIII в. У XIX ст. почали випускати профільний прокат, що дозволило створювати оптимальні перерізи елементів. При використанні зварювання для з'єднання елементів сталевих конструкцій значно зменшилася трудомісткість виготовлення цих конструкцій, і розширилися області їх застосування в будівництві. Сталеві палі застосовують переважно в складних геологічних умовах, коли безпосереднє заглиблення залізобетонних паль неможливо. Такі палі допустимі також для посилення фундаментів, оскільки значно спрощується їх наросування в міру заглиблення в ґрунт.

Металеві палі, в основному – це сталеві палі, поділяють на два основних типи. Палі замкнутого поперечного перерізу (рис. 6.4, а), для яких використовують

сталеві труби, а також елементи, зварені з двох двотаврів або двох швелерів. Як виняток для цих цілей допустимо сталевий шпунт. Нижній кінець палі залишають відкритим або закривають наконечником. Палі незамкнутого перетину (рис. 6.4, б) виготовляють з широких двотаврів або елементів, складених з двотаврів, рівнобоких куточків, зварених підшвами рейок. Крім наведених, застосовують також елементи інших перетинів.

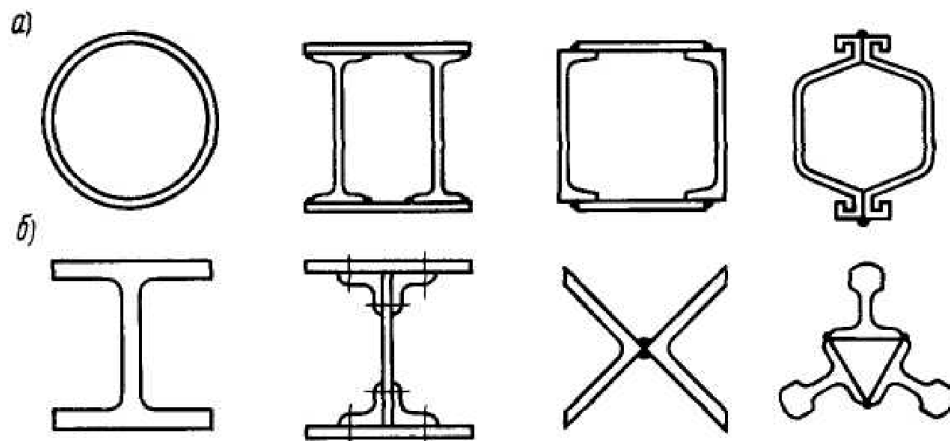


Рис. 6.4. Типи поперечних перерізів сталевих палей

а – палі замкнутого перетину; б – палі незамкнутого перетину

Іноді застосовують комбіновані палі, окремі частини яких виготовляють з різних матеріалів.

Переваги цих палей: невелика маса, простота виготовлення, зручність транспортування і висока міцність, що практично виключає їх пошкодження при забиванні в ґрунт.

Внаслідок високої міцності і невеликої площі поперечного перерізу сталеві палі можна забивати в ґрунти, що містять тверді включення, і проходити ними зруйновані поверхневі шари скельних і напівскельних ґрунтів до міцної основи.

Недоліками сталевих палей є підвищена витрата металу і його корозія.

Залізобетонні палі. Залізобетонні конструкції почали застосовувати з другої половини XIX ст. в зв'язку з розвитком промисловості і транспорту.

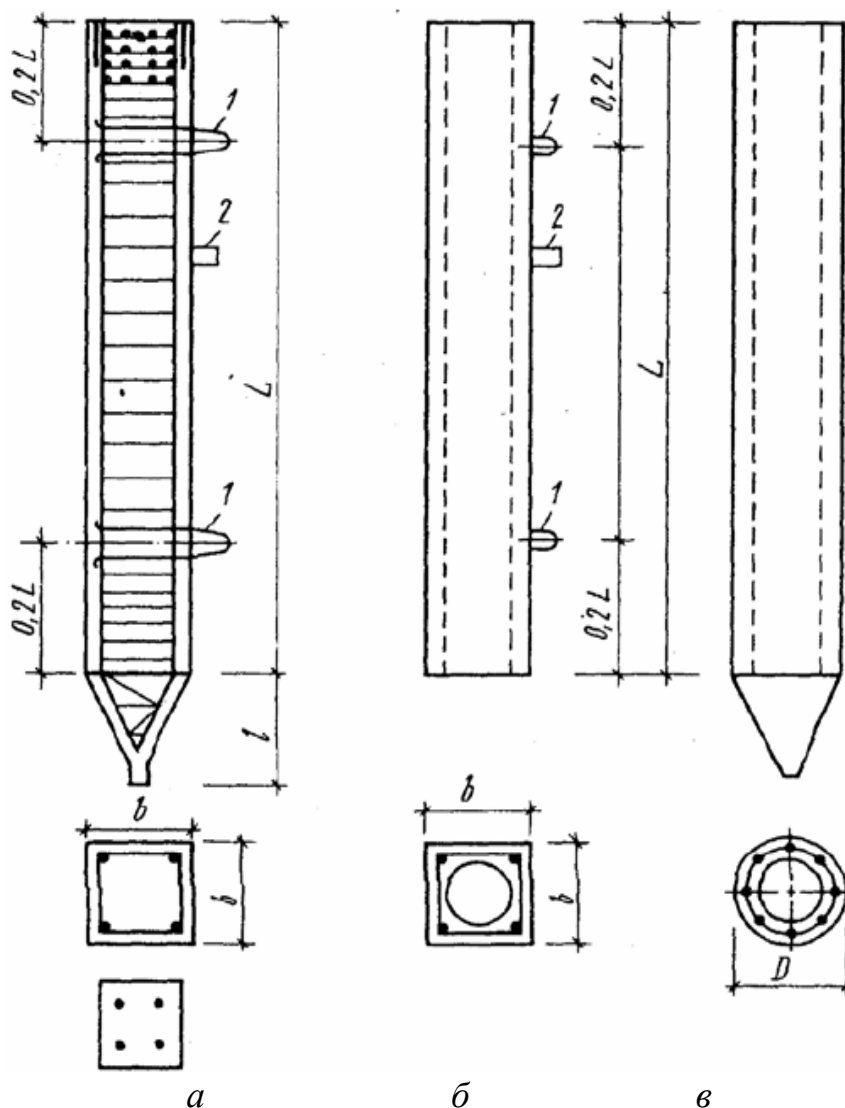


Рис. 6.5. Залізобетонні палі: а – квадратного суцільного перетину;

б – квадратного перетину з круглою порожниною; в – полого круглого перетину

Перші патенти на виготовлення виробів із залізобетону (квіткові діжки з дротяної сітки, обмазані з обох сторін цементним розчином), були отримані французьким садівником Ж. Моньє в 1867...1870 рр. Поступово залізобетон став знаходити застосування в будівельних конструкціях, зокрема в конструкціях паль (рис. 6.5).

Набивні і бурові палі. Також свій розвиток, хоча і не так широко як забивні, отримали різні виготовлені в ґрунті набивні і бурові палі (рис. 6.6).

За матеріалом, з якого вони виготовлені, палі підрозділяють на бетонні, залізобетонні, піщані (ґрунтові), щебеневі та ґрунтоцементні. Для фундаментів використовують, як правило, бетонні та залізобетонні набивні палі, інші типи паль

в основному застосовують для штучного поліпшення властивостей ґрунтів підстав. За способом виготовлення розрізняють палі без оболонок, з оболонкою, що не вилачується і з оболонкою, що витягується з ґрунту.

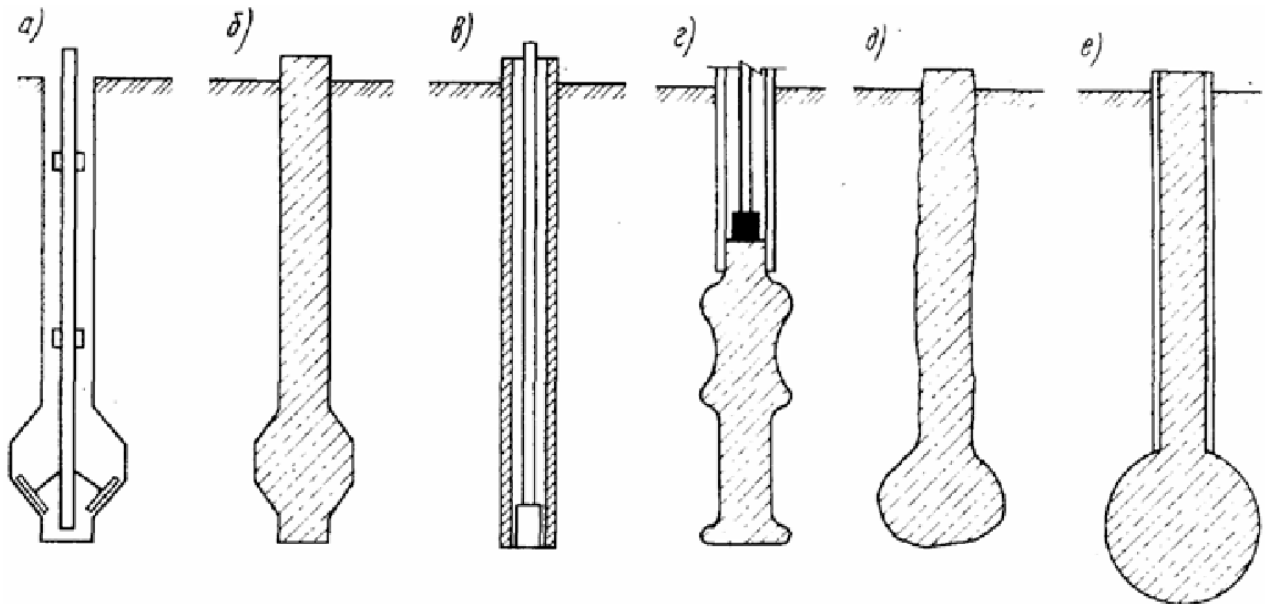


Рис. 6.6. Палі, що виготовляються в ґрунті

а, б – пристрій палі з розширеною п'ятою методом розбурювання;

в, г – влаштування паль Страуса; д – палі Франки; е – палі з невитягнутою оболонкою і розширеною п'ятою

Палі без оболонок застосовують в ґрунтах, які дозволяють здійснювати буріння свердловин без кріплення їх стінок. Іноді для таких типів паль використовують свердловини, одержувані в результаті забивання та витягування спеціального сердечника або втрамбовування важкими трамбівками.

Для отримання залізобетонних паль у свердловинах встановлюють арматурний каркас.

У відносно слабких ґрунтах проходку свердловин виробляють під захистом глинистого розчину, який при подачі бетону витісняється зі свердловини. Завдяки великій питомій вазі глинистий розчин створює в свердловині значний надмірний тиск, який утримує стінки від обвалення.

Для підвищення несучої здатності безоболонкових паль в нижній частині свердловини формують розширену п'яту за допомогою розбурювання (рис. 6.6, а,

б) або камуфлетного вибуху, виробленого після заповнення стовбура бетонною сумішшю.

Набивні палі з оболонкою, що вилучається знайшли широке використання в практиці будівництва, так як застосовуються при їх виготовленні інвентарні обсадні труби, захищаючи стінки свердловин від обвалення, дозволяють отримувати палі в широкому діапазоні ґрунтових умов будівельного майданчика.

Палі Страуса виготовляють в пробурених свердловинах, закріплених металевими обсадними трубами діаметром до 0,4 м і довжиною до 12 м. Свердловину заповнюють бетоном шарами до 1 м, ущільнюючи бетон за допомогою трамбування, трубу поступово витягають (рис. 6.6, в, г).

Густотрамбовані палі виготовляють в інвентарних металевих оболонках, що спираються на залізобетонні наконечники, які залишаються в ґрунті після вилучення труби. При зануренні обсадних труб використовують вібратори або молоти, що мають спеціальні пристосування для їх вилучення з ґрунту. Після забивання до проектної позначки у внутрішню порожнину окремими порціями подають бетон і трубу витягають при включеному вібраторі або молоті. Під дією вібрації ущільнюється не тільки бетон, але і навколишній ґрунт. Даний тип палі має діаметр до 0,4 м і довжину до 12 м.

Палі Франки належать до групи набивних паль, відмінною рисою яких є те, що бетон укладають у внутрішню порожнину попередньо забитої до проектної позначки металеві труби з закритим пробкою нижнім кінцем. Пробка з жорсткого бетону після забивання обсадної труби вибивається в ґрунт за допомогою спеціального молота, утворюючи кілька розширену п'яту. Потім в трубу окремими порціями подають бетон, який тим же молотом вибивається в ґрунт при одночасному підйомі оболонки, що призводить до формування палі з гофрованою поверхнею (рис. 6.6, в, д).

Палі з оболонкою, що не вилучається виготовляють в тому випадку, якщо відсутня можливість якісного виконання паль з оболонкою, що вилучається. Наприклад, при значному напорі ґрунтових вод тіло палі з оболонкою, що

вилучається може бути частково порушено в процесі твердіння, що призведе до зниження її несучої здатності.

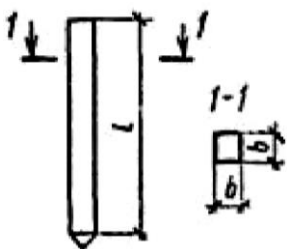
У зв'язку з тим, що даний тип паль досить дорогий, доцільно підвищувати їх несучу здатність, використовуючи, наприклад, розширення п'яти (рис. 6.6, е). Необхідність використання паль з оболонкою, що не вилучається обов'язково потрібно враховувати на стадії вибору варіантів фундаментів. Часто саме висока вартість металу обсадних труб, призводить до сильного подорожчання даного варіанту в порівнянні з іншими.

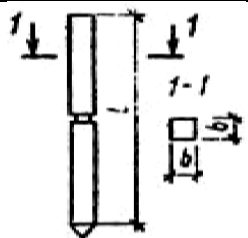
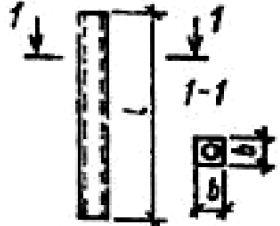
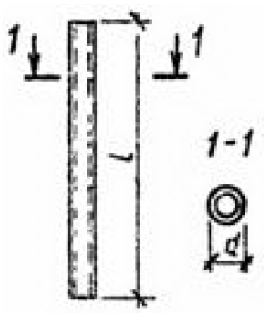
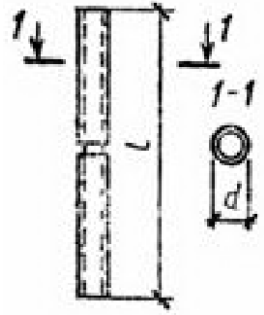
6.3. Конструкції забивних залізобетонних паль і досвід їх застосування

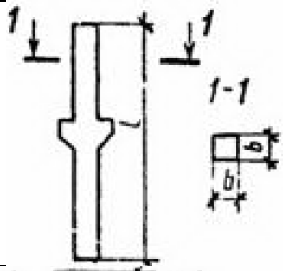
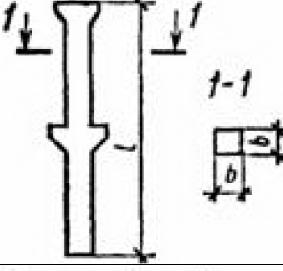
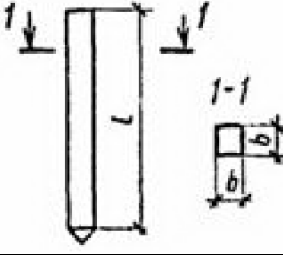
Пальові фундаменти завжди займали гідне місце в інженерній практиці. Особливо широко вони стали застосовуватися в останніми роками. Це пов'язано з підвищенням поверховості, збільшенням габаритів будівель і споруд, зростанням навантажень, переданих на одиницю площі, використанням для будівництва майданчиків з несприятливими інженерно-геологічними умовами, складним рельєфом, високим рівнем ґрунтових вод тощо.

Існуюча класифікація забивних залізобетонних паль за ДСТУ Б В.2.6-65: 2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови. Конструкція и розміри приведена в табл. 6.2.

Таблиця 6.2

Тип і характеристика палі	Ескіз палі	Основні розміри палі, мм		Позначення стандарту або серії робочих креслень
		b або d	l	
Тип С. Цілісна з ненапруженою арматурою		200	3000-6000	Серії 1.011.1-10, вип. 1; 3.500.1-1.93, вип. 0, 1
		250	4000-6000	
		300	3000-12000	
		350	4000-16000	
		400	4000-18000	
Тип С. Цілісна з напруженою арматурою		200	3000-6000	Серії 1.011.1-10, вип. 2; 3.500.1-1.93, вип. 0, 2
		250	4500-6000	
		300	3000-15000	
		350	8000-20000	
		400	13000-20000	

Тип і характеристика палі	Ескіз палі	Основні розміри палі, мм		Позначення стандарту або серії робочих креслень
		b або d	l	
Тип С. Зіставна з ненапруженою арматурою		300	14000-24000	Серія 1.011.1-10, вип. 8
		350 400	14000-28000	
Тип СП. Цілісна з ненапруженою і напруженою арматурою		300 400	3000-12000	ДСТУ Б В.2.6-65:2008
Тип СК. Цілісна з ненапружуваною арматурою		400 500 600	4000-18000	Серія 1.011.1-10, вип. 4
Тип СО. Цілісна з ненапружуваною арматурою		800 1000 1200 1500 1600 3000	4000-12000	
Тип СК. Зіставна з ненапружуваною арматурою		400 500 600	12000-36000	
Тип СО. Зіставна з ненапружуваною арматурою		800	12000-24000	
Тип СК. Зіставна з напруженою та ненапруженою арматурою		1000 1200 1600	14000-48000	
Тип СО. Зіставна з напруженою і ненапруженою арматурою		400 600	8000-24000	Серія 3.500.1-1.124, вип. 0, 1, 2
		1200 1600 3000	1200-24000 8000-24000 12000	

Тип і характеристика палі	Ескіз палі	Основні розміри палі, мм		Позначення стандарту або серії робочих креслень
		b або d	l	
Тип 1СД		200	5000-6000	ДСТУ Б В.2.6-116:2010
		300	5000-7500	
Тип 2СД		300	5000-7500	ДСТУ Б В.2.6-116:2010
Тип СЦ		250	5000-6000	Серія 1.011.1-10, 0009-
		300	3000-9000	

При всьому різноманітті розроблених конструкцій палей (відомо понад 150 видів палей) найбільше застосування в масовому цивільному і промисловому будівництві знайшли забивні палі. Застосування їх значно скорочує трудомісткість зведення фундаментів і знижує вартість будівельних об'єктів. При цьому найбільшого поширення набули палі суцільного квадратного перетину. Палі інших видів застосовуються мало через гіршу технологічність і підвищену трудомісткість у виробництві.

6.4. Нові типи фундаментних конструкцій з палей

Накопичений досвід виробництва і застосування палей в фундаментобудуванні дозволяє виділити основні напрямки в цій галузі:

- створення нової високопродуктивної технології та обладнання для занурення і зведення палевих фундаментів;

- розробка і масове впровадження у виробництво нових конструкцій паль з високими технологічними параметрами;
- використання для виготовлення паль місцевих матеріалів, що дають істотну економію за рахунок більш низької собівартості;
- створення пакетів прикладних програм для розрахунку на ЕОМ стану палових фундаментів на різних етапах занурення, в тому числі в особливо важких умовах забивання;
- використання в конструкціях паль різних видів бетонів, з повною обробкою впливу властивостей того чи іншого матеріалу на всі стадії від виготовлення до експлуатації в фундаментах споруд.

Нове будівництво ведеться на територіях із складними геологічними і гідрологічними умовами (слабкі ґрунти, несприятливі інженерно-геологічні процеси), поруч з існуючою забудовою. Поверховість споруд збільшується. Реконструкція і будівництво будівель здійснюється з пристроєм підземних гаражів, коли необхідне застосування комбінованих фундаментних конструкцій, що виконують роль несучих і огорожувальних конструкцій одночасно.

В таких умовах доцільно широке застосування фундаментних конструкцій з використанням різних видів палових фундаментів. В останні роки розроблені конструкції з використанням паль нових видів. Це бурозагвинчувані і гвинтонабивні палі, щебеневі палі, буронабивні і буросекучі, а також буроін'єкційні палі. Несуча спроможність по ґрунту даних палових фундаментів значно перевищує традиційну, а процес створення палового поля з відсутністю динамічних дій на ґрунт основи не впливає на сусідні споруди, що особливо цінне для будівництва і реконструкції в умовах щільної міської забудови.

Конструкції з бурозагвинчуваних і гвинтонабивних паль

Бурозагвинчувані палі застосовуються в нескельних ґрунтах для влаштування несучих або комбінованих (несучих і огорожувальних) фундаментних конструкцій.

Буроzagвинчувана палі (рис. 6.7) складається з металевої труби (1), хрестоподібного наконечника (2) і спіральної навивки (3), що забезпечують занурення палі шляхом її обертання в поєднанні з вдавненням. Металеві труби, можуть мати зовнішній діаметр 100 до 600 мм і довжину до 12 м. Хрещатий наконечник виготовляється з двох металевих загострених пластин, зварених у вигляді хреста між собою. Залежно від технології пристрою буроzagвинчуваних палей наконечник може бути знімним і залишатися в ґрунті після занурення палі до проектної позначки або ж глухим, що закриває нижній кінець палі. Спіральна навивка являє собою безперервний металевий стрижень трикутного, квадратного або круглого перетину (наприклад, арматуру) шириною $b = (0,04...0,06) d$, приварений до металевої труби з кроком $a = (0,5...1,0) d$, де d – зовнішній діаметр труби.

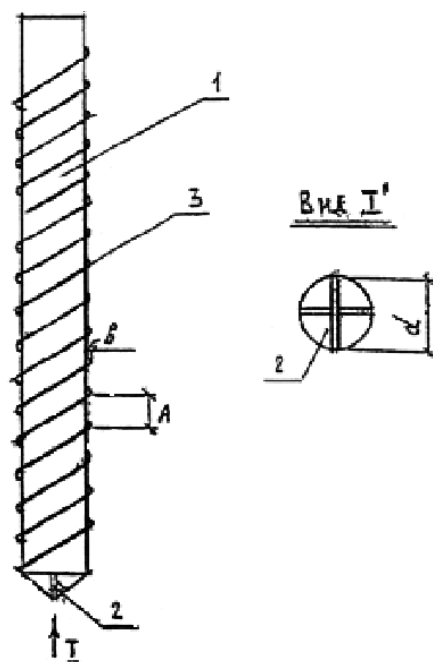


Рис. 6.7. Схема буроzagвинчуваної палі: 1 – металева труба;
2 – наконечник; 3 – спіральна навивка

При використанні знімного наконечника стінки буроzagвинчуваної палі виконують роль інвентарних обсадних труб, і технологія влаштування палей аналогічна технології, застосовуваної при виготовленні буронабивних палей типу БСІ.

Основна область застосування фундаментних конструкцій з бурозагвинчуваних паль – будівництво і реконструкція будівель та споруд поблизу існуючих будівель і споруд, коли занурення забивних і вібропогружних паль може викликати неприпустимі динамічні впливи на прилеглі будівлі і споруди та їх основи, а влаштування буронабивних паль – неприпустиме розвантаження і розпушення ґрунтів при проходці свердловин.

Гвинтонабивні палі схожі з бурозагвинчуваними за будовою. Відмінність полягає в яскраво вираженій гвинтовій формі поверхні спеціального інструменту по влаштуванню паль.

Конструкції з щебених паль

Щебеневі палі застосовуються для посилення основ існуючих і знову зведених фундаментів і виготовляються в ґрунтах, стійко тримаючих стінки свердловин.

Фундаментна конструкція з використанням щебених паль створюється шляхом армування ґрунтів основи похилими ґрунтощебеними стовпами (рис. 6.8).

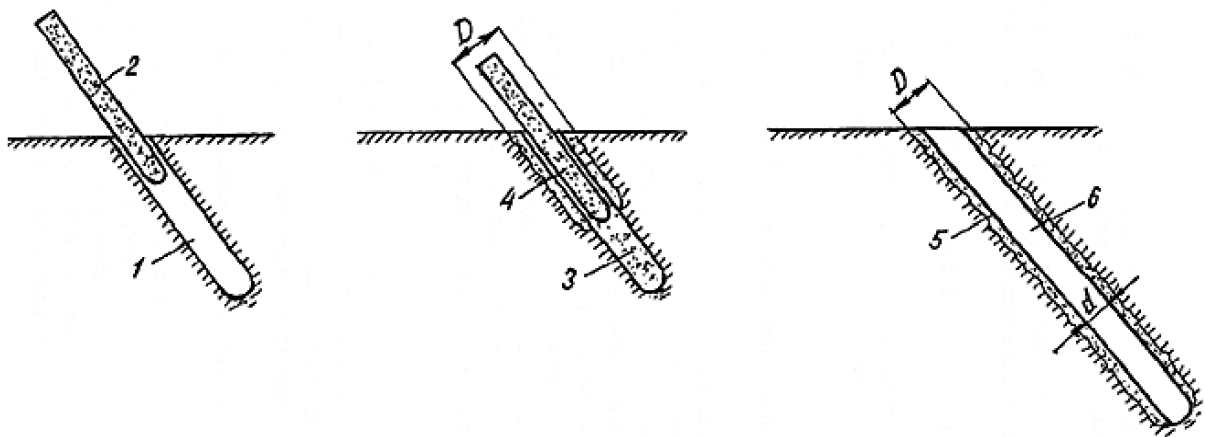


Рис. 6.8. Схема виготовлення щебеневої палі: 1 – свердловина; 2 – пневмопробійник; 3 – щебінь (гравій); 4 – ділянка палі; 5 – готова палля; 6 – внутрішня порожнина палі

Такі стовпи виготовляються поетапно. На кожному етапі спочатку проходиться ділянка свердловини (1) за допомогою пневмопробійника (2). Потім цю ділянку заповнюють щебенем або гравієм (3), і засипану порцію матеріалу втрамбовують в стінки свердловини. Пневмопробійники з формуванням ділянки щебеневої палі (4) діаметром D . Після закінчення формування всієї палі (5)

внутрішня її порожнина (6) діаметром d , відповідним діаметром пневмопробійника, заповнюється щебенем.

Довжина щебневих паль досягає 10 м, а зовнішній діаметр – 300 мм.

Основна область застосування фундаментних конструкцій з щебневих паль – реконструкція і посилення будівель і споруд різного призначення.

Комбіновані пальово-плитні фундаменти (КСП)

Комбіновані пальово-плитні фундаменти (КСП) застосовуються для багатопверхових важких будівель, будівництво яких намічається на майданчиках, де з поверхні залягають ґрунти середньої міцності і плитний фундамент, навіть при достатній несучій здатності ґрунту, не проходить за деформаціями.

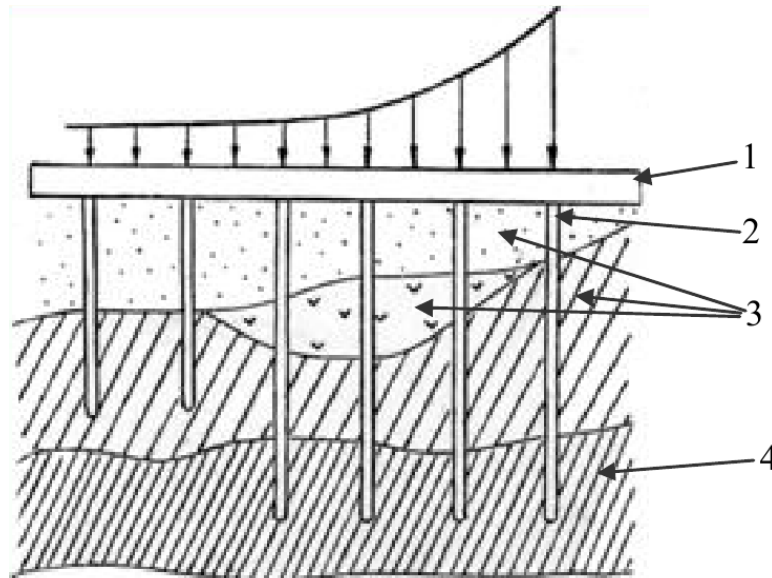


Рис. 6.9. Пальово-плитні фундаменти:

1 – плита частина; 2 – палі; 3 – слабкі ґрунти; 4 – надійний ґрунт

Для КСП фундаментів використовуються буронабивні палі діаметром 800...1200 мм і довжиною до розміру ширини будівлі, що споруджуються за технологією, передбаченою п. 6.4а ДБН В.2.1-10: 2018 «Основи и фундаменти будівель та споруд», або забивні залізобетонні палі, суцільні, квадратного перетину з поперечним армуванням стовбура розмірами 35×35 або 40×40 см.

За ґрунтових умов і конструкції фундаменту палі в цьому типі фундаментів повинні працювати як висячі, і тому вони розташовуються під фундаментною плитою по сітці з відстанями між осями паль 5...7 діаметрів (поперечних розмірів).

Конструкції з буронабивних паль

Новою модифікацією фундаментів з буронабивних паль є конструкції буропосічених паль (рис. 6.10), що використовуються в якості стрічкових фундаментів або комбінованих (несучих і огорожувальних) фундаментних конструкцій, зокрема, при влаштуванні фундаментних конструкцій заглиблених споруд при освоєнні підземного простору.

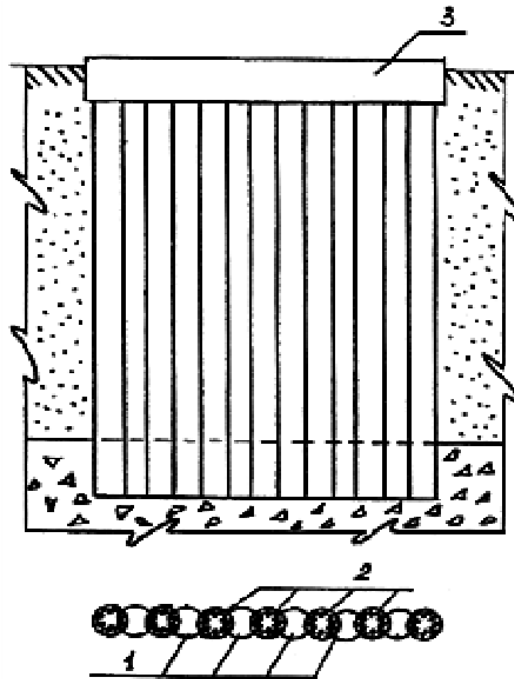


Рис. 6.10. Схема фундаменту з буропосічених паль:

- 1 – першочергові бетонні пальі; 2 – залізобетонні пальі, що виконуються між бетонних паль; 3 –ростверк, що об'єднує

Діаметр буропосічених паль d становить від 600 до 800 мм, а довжина – до 40м. Відстань між центрами паль a становить $(0,8...0,9) d$.

Конструкції з буроін'єкційних паль

При реконструкції і підсиленні будівель різного призначення, а також при новому будівництві ефективними фундаментними конструкціями є конструкції з використанням паль, які влаштовуються з урахуванням вимог ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

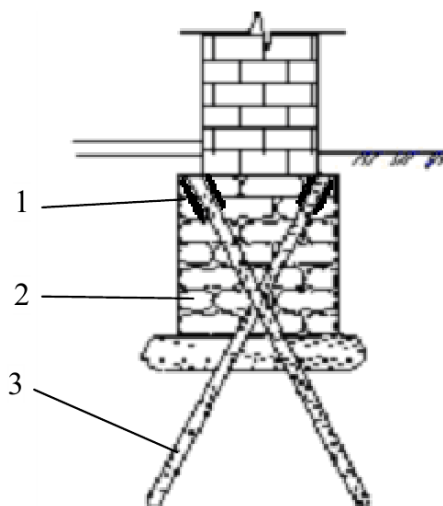


Рис. 6.11. Буроін'єкційні палі: 1 – труба-кондуктор; 2 – тіло фундаменту; 3 – бурова паля

При використанні паль для підсилення фундаментів вони, як правило, влаштовуються похилими у вигляді козловий конструкції, рис. 6.11. При застосуванні буроін'єкційних паль в новому будівництві вони влаштовуються вертикально. Діаметр паль становить від 150 до 250 мм, довжина – до 40 м.

6.5. Розрахунок палових фундаментів на міцність і тріщиностійкість

Залізобетонні елементи палових фундаментів розраховують на міцність, а в окремих випадках і за граничними станами другої групи.

Палі стрічкових фундаментів під стіни, палі фундаментів у вигляді куців під колони при відсутності значних горизонтальних навантажень, палі фундаментів у вигляді суцільного палового поля працюють на стиск. Стиснення з невеликим ексцентриситетом можуть відчувати також поодинокі палі і палі-стовпи.

Ростверки під крупноблочними і цегляними стінами, спираються на один або два ряди паль, слід розраховувати на експлуатаційні навантаження і навантаження, що діють в процесі будівництва. В обох випадках ростверк в поздовжньому напрямку розглядається як нерозрізна балка з розрахунковими прогонами, рівними 1,05 відстані між палями в світлі.

Розміри поперечного перерізу паль пов'язані з їх довжинами: менші перетину відповідають меншим довжинах і навпаки. Мінімальний перетин поздовжньої робочої арматури в палі визначають розрахунком на монтажні згинальні моменти,

що виникають при підйомі палі на копер за одну точку (рис. 6.12, а). Положення підйомної петлі для подачі палі на копер (рис. 6.12, а), а також положення двох додаткових петель для захоплення палі при транспортуванні і складуванні (рис. 6.12, б) вибирають з умови рівності згинальних моментів над точками стропування і в прольоті. Ці ж положення забезпечують і мінімум моментів від власної ваги палі.

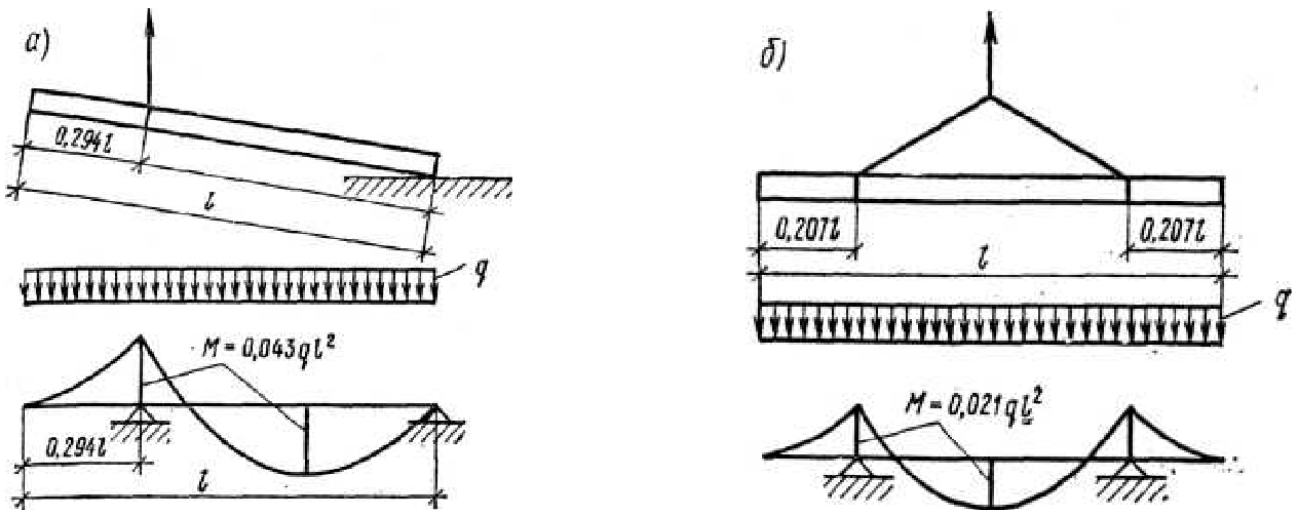


Рис. 6.12. Схеми стропування та розрахункові схеми палі

а – при підйомі за одну точку; б – при підйомі за дві точки

Палі з поздовжньою арматурою повинні бути випробувані на тріщиностійкість шляхом укладання їх на дві опори, розташовані за схемою, зазначеної на рис. 6.13.

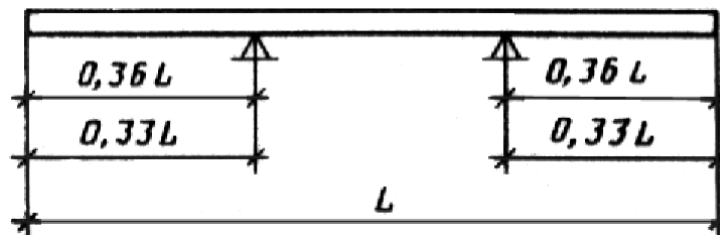


Рис. 6.13. Схема випробування палі на тріщиностійкість

Розмір $0,36L$ – для палі типу СЦ, СК, СО, для палі типу СП з ненапруженою арматурою, розмір $0,33L$ – для палі типу С, для палі типу СП з напруженою арматурою.

Після укладання паль на дві опори через 10 хв проводять огляд її верхній грані над опорами. Паль витримала випробування, якщо на її гранях:

- не з'являються тріщини – для паль з арматурою з високоміцного дроту, канатів і паль з напруженою арматурою;
- розкриття тріщин не перевищує 0,2 мм – для паль зі стрижневою арматурою і паль з ненапруженою арматурою.

Ширину розкриття тріщин вимірюють з точністю до 0,05 мм.

Оскільки забивні палі є, як правило, довгомірні конструкції, які відчують під час перевезення вплив значних навантажень, їх необхідно розраховувати на транспортні впливи і передбачати заходи щодо забезпечення безпеки під час перевезення.

Також розрахунок забивних паль за державними стандартами проводиться на зусилля, що виникають при підйомі паль на копер за одну точку, розташовану на відстані 0,294 довжини палі від її торця:

- по міцності;
- по короткочасному розкритті тріщин до 0,3 мм при ненапруженою і стрижневою напруженою арматурою;
- по утворенню тріщин при дротяній і канатній арматури.

Розрахунки виконуються відповідно до вказівок нормативних документів. При цьому коефіцієнт перевантаження до ваги палі прийнятий рівним 1, коефіцієнт динамічності при розрахунку по міцності – 1,5; при розрахунку по розкриттю тріщини – 1,25.

У деяких випадках для так званих «паль стійок» при тому, що спирається на малостискувані, міцні ґрунти визначається несуча здатність паль за матеріалом. Несуча спроможність визначається за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot \varphi (R_b \cdot A_b + R_{sc} \cdot A_s), \quad (6.1)$$

де F_d – несуча здатність палі; γ_k – коефіцієнт надійності, що дорівнює 1,2;

φ – коефіцієнт, що враховує поздовжній вигин палі, рівний 1,0;

R_b – розрахунковий опір бетону стиску, МПа;

A_b – площа бетону, м^2 ;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури стиску, МПа;

A_s – площа арматури, м^2 ;

γ_c – коефіцієнт умов роботи, що дорівнює 1,0.

У фундаментах з низькими ростверком міцність ствола висячих паль в експлуатаційних умовах зазвичай використовується не повністю. У фундаментах з високими ростверком, вирішальним для визначення перерізу поздовжньої арматури може виявитися розрахунок на експлуатаційні навантаження.

Перевірка міцності паль при різних поєднаннях навантажень є досить складним і трудомістким процесом, тому для більшості типів забивних паль розрахунки проводяться за спеціально розробленими графіками.

Для перевірки міцності паль при розрахункових навантаженнях, які діють в будівельний і експлуатаційний періоди, складені графіки, наведені для забивних паль квадратного і полого перерізу і паль-оболонки – у відповідних ДСТУ Б В.2.6-65:2008 – ДБН В.2.1-10:2018.

6.6. Розрахунок паль по ґрунтових умовах, загальні положення

Розрахунок і проєктування палевих фундаментів і їх основ проводять відповідно до чинних нормативів проєктування ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

Норми рекомендують проводити розрахунок палевих фундаментів їх основ за граничними станами двох груп.

За першою групою:

- за несучою здатністю основ паль і палевих фундаментів;
- по стійкості основ в цілому (якщо на нього передаються горизонтальні навантаження або споруда розташована на схилі).

По другій групі:

- за деформаціями основ палевих фундаментів (перевірка по тиску і розрахунок осідань).

Розрахунок пальового фундаменту рекомендується починати зі складання розрахункової схеми з зображенням геологічного розрізу з відмітками шарів, із зазначенням консистенції глинистих ґрунтів, щільності пісків, рівня підземних вод, кута внутрішнього тертя і модуля деформації ґрунтів. На ґрунтовій колонці (геологічний розріз) розміщують палю і вказують позначки вістря палі і підшви ростверку.

Розрахункове навантаження, що передається на палю (поздовжнє зусилля, що виникає в ній від розрахункових навантажень, що діють на фундамент при найбільш не вигідному їх поєднанні), визначається за формулою (6.2) (відповідно до 7.1.12 ДБН В. 2.1.-10: 2018):

$$N \leq \frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k}, \quad (6.2)$$

де γ_0 – коефіцієнт умов роботи, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов при застосуванні пальових фундаментів, що дорівнює $\gamma_0 = 1$ при однопальовому фундаменті і $\gamma_0 = 1,15$ при кушовому розташуванні паль; γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням (відповідальності) споруди, що дорівнює 1,2; 1,15 і 1,10 відповідно для споруд I, II і III рівнів відповідальності; γ_k – коефіцієнт надійності по ґрунту.

Основний розрахунок паль і пальових фундаментів за деформаціями проводиться виходячи з умови:

$$S \leq S_u, \quad (6.3)$$

де S – розрахункова величина деформації;

S_u – граничне значення деформації основи палі, пальового фундаменту, прийняте за таблицями додатка Д (ДБН В. 2.1.-10: 2018).

6.7. Вихідні дані, послідовність розрахунку і проєктування

– Геологічний розріз по осі фундаменту із зазначенням потужності шарів ґрунту і абсолютних відміток рівнів: природного рельєфу, планування і ґрунтових, і підземних вод;

– розрахункові значення характеристик ґрунту;

– невідгідні поєднання навантажень, що передаються на верхній обріз фундаменту.

Розрахунок і проєктування пальових фундаментів їх основ виконують відповідно до діючих норм проєктування ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

Рекомендується така послідовність виконання окремих етапів розрахунку і проєктування пальових фундаментів:

- оцінка інженерно-геологічних умов майданчика будівництва;
- визначення розрахункових навантажень на фундамент;
- вибір типу фундаменту палі;
- визначення глибини закладення ростверку;
- вибір попередніх розмірів палі і оцінка умов роботи її в ґрунті;
- визначення несучої здатності палі по ґрунту;
- визначення числа паль у фундаменті і розміщення їх в плані ростверку;
- розрахунок пальових фундаментів і їхніх основ за деформаціями;
- уточнення конструкції фундаменту за результатами розрахунку.

6.8. Визначення глибини закладення ростверку

Глибина закладення підшви пальового ростверку призначається від планувальної позначки в залежності від наступних факторів: наявності підвалів і підземних комунікацій, можливості здимання ґрунтів при промерзанні, глибини закладення фундаменту споруд що примикають, розміру ростверку і не залежить від геологічних умов.

У житлових і громадських будівлях за відсутності підпілля верх ростверку повинен бути на 0,1...0,15 м нижче планувальної позначки. При цьому в глинистих ґрунтах під ростверком зовнішніх стін влаштовується підсипка з щебеню, шлаку або крупнозернистого піску товщиною не менше 0,2 м (0,1 м під ростверки внутрішніх стін), а в піщаних ґрунтах ростверк укладається по шару щебеню, шлаку або тощого бетону товщиною не менше 0,1 м.

У будівлях з підвалом, технологічними каналами що примикають або прямими глибина закладання підлоги ростверку призначається з таким розрахунком, щоб відмітка низу ростверку розташовувалася на 0,3...0,5 м нижче позначки підлоги підвалу, заглиблених приміщень і комунікацій, що примикають, а при відсутності поблизу ростверків заглиблених приміщень верх ростверку призначається від рівня планувальної позначки.

У рухливих ґрунтах при призначенні глибини закладання ростверку слід враховувати глибину промерзання ґрунтів так само, як для фундаментів мілкого закладання.

При закладенні ростверку в межах глибини промерзання під ним слід влаштовувати повітряний зазор величиною не менше 0,2 м.

Висота ростверку призначається згідно розрахунку на продавлювання відповідно до вимог норм проєктування залізобетонних конструкцій. Зазвичай з конструктивних міркувань висота ростверку $h_p \geq h_0 + 0,25$ м, але не менше 30 см (h_0 – значення закладання палі в ростверк, що приймається не менш як 5 см).

6.9. Вибір типу фундаменту палі, вибір попередніх розмірів палі і оцінка умов її роботи в ґрунтовому масиві

Тип палі для фундаменту палі вибирається залежно від ґрунтових умов, величини переданого навантаження і виходячи з конструктивних особливостей споруди.

Забивні палі застосовуються в різних ґрунтових умовах з оперттям нижніх кінців на будь-які ґрунти, за винятком торфів, мулів, глинистих ґрунтів текучої консистенції і інших видів сильно стиснутих ґрунтів.

Буронабивні палі застосовуються при великих зосереджених навантаженнях, на майданчиках із складними геологічними і стисненими умовами будівництва, де неможливо провести забивання або віброзанурення паль.

Армовані чи неармовані палі споруджуються з діаметром стовбура 400...1700 мм. Для підвищення несучої здатності палі в її нижній частині влаштовується

розширена п'ята. Відношення діаметра п'яти D до діаметра стовбура d має задовольняти умові

$$2 \leq D/d \leq 3,5.$$

Основні дані про залізобетонні забивні та буронабивні палі, а також конструктивні рішення пальових фундаментів під житлові будівлі і промислові споруди розглянуті в попередньому розділі.

Довжина і перетин паль призначаються в залежності від ґрунтових умов і величини навантажень, що передаються на основу.

Поперечний переріз палі приймається в залежності від її довжини, велика гнучкість палі може призвести до викривлення стовбура палі в міру занурення.

Довжина палі ℓ призначається виходячи з інженерно-геологічних умов, від підосви ростверку до початку загострення, тобто без урахування довжини вістря $\ell_{остр} \approx d$ (де d – сторона перерізу палі).

Палі повинні прорізати слабкі ґрунти і заглиблюватися в мало стискувані ґрунти на величину:

- в великоуламкові ґрунти, крупні та середньої крупності піски, а також глинисті ґрунти з показником текучості (консистенції) $I_L \leq 0,1$ – не менше 0,5 м;
- в інші види нескельних ґрунтів – не менше 1 м.

При наявності шару похованого торфу нижній кінець палі повинен бути заглиблений не менше ніж на 2 м нижче цього шару.

Палі, що спираються на стискувані ґрунти, називаються висячими. Попередня довжина висячої палі призначається виходячи із зазначених вище вимог у межах 6...10 м, перетин 30×30 см (діаметр 30 см) і потім уточняється після розрахунку її несучої здатності і визначення кількості паль в ростверку.

Практично вибір довжини палі здійснюється наступним чином. На геологічному розрізі від планувальної позначки відкладається глибина закладення ростверку, а потім, виходячи з ґрунтової обстановки і зазначених вище вимог, вибирається стандартна довжина палі і враховується, що голова палі закладається в ростверк при шарнірному з'єднанні на величину 5 см, а при жорсткому з'єднанні на 30 см (з них на 25 см оголюється арматура).

6.10. Визначення несучої здатності паль

Розрахункова схема роботи висячої палі в ґрунті представляється в такий спосіб. Сили тертя по боковій поверхні підсумовуються по довжині палі і передаються на нижні ґрунти. У цій же площині створюються напруження в ґрунті за рахунок передачі поздовжнього зусилля на торець палі. Таким чином, навколо палі утворюється напружений масив ґрунту, обмежений з боків пірамідою, а по торцях – опуклою криволінійною поверхнею. При цьому $\alpha_{сер}$ – усереднене значення з величин кутів внутрішнього тертя, який проходить паля (рис. 6.14, а).

Несуча здатність одиночної палі і палі, що входить в фундамент палі, різна. При завантаженні пального куща конусоподібні об'ємні епюри перетинаються, і при деякій відстані a між осями паль сумарна епюра напружень в площині їх нижніх кінців може бути представлена в розрізі у вигляді складної фігури (рис. 6.14, б), у якій максимальне напруження істотно перевищує напруження, що виникає при завантаженні одиночної палі. Внаслідок більшої площі завантаження в площині нижніх кінців паль в кущі і більшої інтенсивності тиску слід очікувати велику осадку пального куща в порівнянні з осадкою одиночної палі. У зв'язку з цим максимальне зближення паль в кущі обмежують, приймаючи відстань між осями a не менше $3 \cdot d$ (тут d – діаметр паль). При відстані між палями до $6 \cdot d$ ґрунт між палями знаходиться в ущільненому стані і включається в роботу спільно з палями.

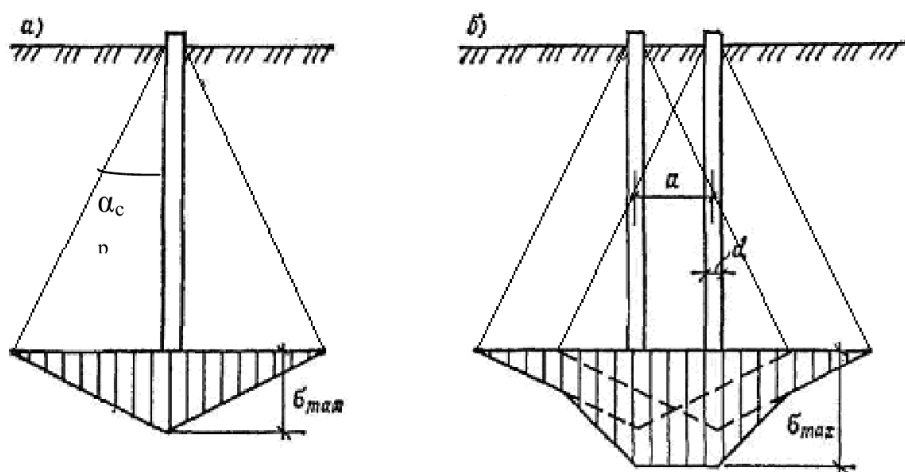


Рис. 6.14. Епюри тисків в площині, що проходить через нижні кінці паль а – одиночна паля; б – фундамент кущ

Несуча здатність паль визначається відповідно до вимог підрозділу 7.2 ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

Палі стойки

Несучу здатність F_d , кН, забивної палі, палі-оболонки, набивної і бурової паль, що спираються на скельний ґрунт, а також забивної палі, що спирається на мало стисливий ґрунт, слід визначати за формулою:

$$F_d = \gamma_c \cdot R \cdot A, \quad (6.4)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається $\gamma_c = 1,0$;

A – площа обпирання на ґрунт палі, м^2 , яка приймається для паль суцільного перерізу дорівнює площі поперечного перерізу, а для паль порожнистих круглого перетину і паль-оболонки – рівною площі поперечного перерізу брутто при відсутності заповнення їх порожнини бетоном і рівною площі поперечного перерізу брутто при заповненні цієї порожнини бетоном на висоту не менше трьох її діаметрів.

Розрахунковий опір ґрунту R під нижнім кінцем палі-стойки, кПа, слід приймати:

– для всіх видів забивних паль, що спираються на скельні і мало стисливі ґрунти, $R = 20\,000$ кПа;

– для набивних і бурових паль і паль-оболонки, заповнених бетоном і забитих в невивітрілий скельний ґрунт (без слабких прошарків), не менше ніж на 0,5 м, за формулою:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \cdot \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (6.5)$$

де $R_{c,n}$ – нормативне значення межі міцності на одновісний стиск скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа.

γ_g – коефіцієнт надійності по ґрунту, що приймається $\gamma_g = 1,4$;

l_d – розрахункова глибина закладення набивної і бурової паль і палі-оболонки в скельний ґрунт, м;

d_f – зовнішній діаметр забитої в скельний ґрунт частини набивної і бурової паль і палі-оболонки, м.

Висячі забивні палі

Несучу здатність F_d , кН, висячої забивної палі, занурюваної без виїмки ґрунту, що працює на стисканні навантаження, слід визначати як суму сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі на її бічній поверхні за формулою:

$$F_d = \gamma_c R(\gamma_{cr} \cdot A \cdot u + \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (6.6)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті, що приймається $\gamma_c = 1,0$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, кПа, прийняте за таблицею Б.1 додатка Б;

A – площа обпирання на ґрунт палі, м², що приймається відповідно до площі поперечного перерізу палі бруто або за площею поперечного перерізу камуфлетного розширення по його найбільшому діаметру, м²;

u – зовнішній периметр поперечного перерізу палі;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи на бічній поверхні палі, кПа, прийняте за таблицею Б.3 додатка Б;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з бічною поверхнею палі, м. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль f_i пласти ґрунтів необхідно розчленовувати на однорідні шари товщиною не більше 2 м;

γ_{cr} , γ_{cf} – коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем і по бічній поверхні палі, що залежать від способу її занурення, що визначаються за таблицею Б.2 додатка Б.

Висячі набивні палі

Несуча здатність F_d , кН, набивної і бурової паль з розширенням і без розширення, що працюють на стисканні навантаження, слід визначати відповідно за формулою:

$$F_d = \gamma_c R (\gamma_{cr} \cdot A \cdot u + \sum \gamma_{cf} f_i \cdot h_i), \quad (6.7)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі, що приймається при обпиранні палі на глинисті ґрунти зі ступенем вологості $\gamma_c < 0,8$ і лесові ґрунти $\gamma_c = 0,8$, в решті випадків $\gamma_c = 1$;

γ_{cr} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем набивної палі, рівний $\gamma_{cr} = 1,0$; для палі з розширеною п'ятою, бетонованою підводним способом, $\gamma_{cr} = 0,9$;

R – розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі слід приймати:

а) для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем і пісків в основі набивної і бурової паль з розширенням і без розширення, палі-оболонки, занурюваної з повним видаленням ґрунтового ядра, – за формулою $R = 0,75 \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h)$, а палі-оболонки, занурюваної зі збереженням ґрунтового ядра із зазначених ґрунтів на висоту 0,5 м і більше, – по формулі $R = \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_I d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_I h)$, де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ – безрозмірні коефіцієнти, що приймаються по таблиці Б.4 додатку Б залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи;

γ'_I – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, кН/м³, в основі палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води);

γ_I – усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, кН/м³, розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважуючої дії води);

d – діаметр, м, набивної і бурової паль, діаметр розширення (для палі з розширенням), палі-оболонки або діаметр свердловини для палі-стовпа, замоноліченого в ґрунті цементно-піщаним розчином;

h – глибина закладення, м, нижнього кінця палі або її розширення, яка відлічується від природного рельєфу або рівня планування (при плануванні зрізанням), для опор мостів – від дна водойми після його загального розмиву при розрахунковому паводку;

б) для глинистих ґрунтів в основі – за таблицею Б.5 додатка Б.

Розрахунковий опір R , кПа, ґрунту під нижнім кінцем палі-оболонки, занурюваної без видалення ґрунту або зі збереженням ґрунтового ядра висотою не менше трьох діаметрів оболонки на останньому етапі її занурення і не

заповнюється бетоном (за умови, що ґрунтове ядро утворене з ґрунту, що має ті ж характеристики, що й ґрунт, прийнятий за основу кінця палі-оболонки), слід приймати з коефіцієнтом умов роботи ґрунту, що враховує спосіб занурення паль-оболонки згідно з таблицею Б.1 додатка Б, при цьому розрахунковий опір в зазначеному випадку відноситься до площі поперечного перерізу палі-оболонки нетто;

A – площа обпирання палі, м^2 ;

u – периметр стовбура палі, м ;

γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту, що приймається за таблицею Б.6 додатки Б залежно від способу виготовлення стовбура і свердловини, і виду ґрунту;

f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту по боковій поверхні набивної палі, кПа , прийняте за таблицею Б.3 додатка Б;

h_i – товщина i -го шару ґрунту, що стикається з палею, м .

Визначення несучої здатності паль за результатами польових випробувань

Несуча здатність палі, отримана розрахунком, часто виявляється нижче фактичної, знайденої по випробуванням. Дана обставина пояснюється тим, що в розрахунках використовуються усереднені табличні значення, що є наближеним.

Для визначення істинної (фактичної) несучої здатності палі рекомендується проводити випробування паль безпосередньо на майданчику будівництва.

В цьому випадку несуча здатність палі визначається за результатами польових випробувань динамічним або статичним навантаженням, а також статичного зондування.

Динамічний спосіб полягає в знаходженні несучої здатності палі по величині відмови при забиванні її на глибину, близьку до проектної.

У формулу для розрахунку несучої здатності входять параметри обладнання, що використовується для занурення випробовуваної палі, – енергія падаючого молота, вага наголівника та ін. Ґрунт характеризується як величиною відмови. Щоб

знайти величину граничного навантаження на палю, розраховану за наслідками динамічних випробувань, її ділять на коефіцієнт надійності, що дорівнює 1,4.

Статичний метод випробування палі полягає в тому, що до забитої на задану глибину палі ступенями прикладається навантаження, найчастіше створюване домкратом, і вичікують стабілізацію осідання при даному ступені навантаження, після чого прикладається наступний етап навантаження. Сходини складають зазвичай 1/10...1/15 очікуваної величини граничного навантаження. Після цього будується графік залежності осідання від навантаження, причому за граничну приймається навантаження, що викликає 20% осідання від граничної для проекрованої будівлі або споруди. Це навантаження ділиться на коефіцієнт надійності, що дорівнює 1,2.

Статичне зондування є вдавнення в ґрунт штанги з конусом стандартного розміру (діаметр його основи 36 мм, кут загострення 60°). Вимірюється зусилля вдавлювання в залежності від глибини, і за допомогою перехідних формул знаходиться несуча здатність палі.

6.11. Визначення числа паль і розміщення їх в плані розтертку

Орієнтовно кількість паль в куші визначається за формулою:

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}, \quad (6.8)$$

де γ_0 – коефіцієнт умов роботи, що враховує підвищення однорідності ґрунтових умов при застосуванні пальових фундаментів, що дорівнює $\gamma_0 = 1$ при однопальовому фундаменті і $\gamma_0 = 1,15$ при кушовому розташуванні паль;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням (відповідальності) споруди, що дорівнює 1,2; 1,15 і 1,10 відповідно для споруд I, II і III рівнів відповідальності;

γ_k – коефіцієнт надійності, $\gamma_k = 0,8...1,4$ (при визначенні несучої здатності палі розрахунком $\gamma_k = 1,4$);

N_{0I} – розрахункове навантаження, що передається на фундамент, кН;

F_d – несуча здатність палі, кН;

A' – площа ростверку, яка припадає на одну палю, що приймається $0,9 \dots 1,2 \text{ м}^2$;

d_p – глибина закладення ростверку;

γ_{cp} – усереднена питома вага ростверку і ґрунту на його уступах, що дорівнює 20 кН/м^3 .

Якщо кількість палей в куці n , розраховане за формулою (6.8), не перевищує $8 \dots 10$ шт., то проектують ростверк. Якщо ж n більше 10, то необхідно збільшити перетин палі або їх довжину. При цьому довжину забивних палей не слід приймати більше $10 \dots 12 \text{ м}$ в зв'язку зі складністю забивання їх на велику глибину.

Мінімальна відстань a між осями висячих палей повинно бути $a \geq 3d$, де d – діаметр круглого або сторона квадратного перетину палі. Для палей-стійок $a \geq 1,5d$.

Відстань в світлі між стовбурами бурових, набивних палей і палей-стовпів має бути не менше 1 м .

Відстань в світлі між розширеннями при влаштуванні їх у твердих і напівтвердих пілувато-глинистих ґрунтах – $0,5 \text{ м}$, в інших нескельних ґрунтах – 1 м .

Орієнтовно відстань від краю ростверку до зовнішньої сторони вертикально навантаженої палі при вільному закладенні її в ростверк приймається при розміщенні палей: однорядному – не менше $0,2d + 5 \text{ см}$; дво- і трирядному $0,3d + 5 \text{ см}$ і при більшій кількості рядів $0,4d + 5 \text{ см}$. З конструктивних міркувань висота ростверку повинна дорівнювати $h_0 + 0,25 \text{ м}$, але не менше $0,3 \text{ м}$ (h_0 – величина закладення палі, м).

Кількість палей на погонний метр стрічкового фундаменту визначається за формулою:

$$n = \frac{N_{0I}}{\frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}. \quad (6.9)$$

Тут N_{0I} – розрахункове навантаження в рівні спланованої поверхні землі, на погонний метр стрічкового фундаменту, кН / м .

Крок палей в стрічковому ростверку визначається за формулою:

$$\ell_{ui} = \frac{\frac{\gamma_0 \cdot F_d}{\gamma_n \cdot \gamma_k} - A' \cdot d_p \cdot \gamma_{cp}}{N_{0I}}.$$

Після визначення розмірів ростверку уточнюють фактичне навантаження на палю і при необхідності корегують параметри пальового фундаменту.

При цьому повинні дотримуватися умови:

при центральному завантаженні

$$N_{\phi} = N_d/n \leq F_d/\gamma_k; \quad (6.10)$$

і при відцентровому завантаженні,

$$N_{\phi} = N_d/n \pm M_x \cdot y / \sum y_i^2 \pm M_y \cdot x / \sum x_i^2 \leq 1,2 \cdot F_d / \gamma_k; \quad (6.11)$$

де N_d – сумарне розрахункове навантаження на рівні низу фундаменту, кН,

$$N_d = N_p + G_p + G_g; \quad (6.12)$$

N_d – навантаження на рівні обрізу фундаменту, кН;

G_p – вага ростверку, кН;

G_g – вага ґрунту на уступах ростверку, кН;

n – кількість паль;

F_d – несуча здатність палі, кН;

M_x, M_y – моменти щодо осей X і Y плану паль в площині підошви пальового ростверку;

x_i, y_i – відстань від осей ростверку до осі кожної палі, м;

x, y – відстань від осей ростверку до осі палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження, м.

При проєктуванні ростверків необхідно прагнути до того, щоб навантаження F , що допускається на палю, дорівнювала розрахунковому навантаженню на палю, або недовантаження не перевищували 5...10%. При відцентровому завантаженні допускається, щоб розрахункове навантаження на палю перевищувало навантаження, що допускається на палю F , на 20%.

6.12. Розрахунок пальових фундаментів і їхніх основ за деформаціями

Розрахунок фундаменту з висячих паль і його основи за деформаціями слід проводити відповідно до вимог розділу 7.4, ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

Розрахунок осідання пальових фундаментів (розрахунок за другою групою граничних станів) допускається виконувати з використанням розрахункових схем, заснованих на моделі ґрунту як середовища, що лінійно деформується.

Осідання малої групи ($n \leq 25$) висячих паль (пального куща) розраховується за методикою, яка враховує взаємний вплив паль в кущі.

Розрахунок осідання одиночних паль, що прорізають шар ґрунту з модулем зсуву G_1 , МПа, коефіцієнтом Пуассона ν_1 і спираються на ґрунт, що розглядається як лінійно-деформований півпростір, що характеризується модулем зсуву G_2 і коефіцієнтом Пуассона ν_2 , допускається проводити за умови $l/d > G_1 l / G_2 d > 1$ (де l – довжина палі, м, d – зовнішній діаметр поперечного перерізу стовбура палі, м) для одиночної висячої палі без розширення п'яти за формулами:

$$s = \beta \frac{N}{G_1 l}, \quad (6.13)$$

де N – вертикальне навантаження, що передається на палю, МН;

β – коефіцієнт, який визначається за формулою:

$$\beta = \frac{\beta'}{\lambda_1} + \frac{1 - (\beta' / \alpha')}{\chi} \quad .. \quad (6.14)$$

Тут $\beta' = 0,17 \ln(k_v G_1 l / G_2 d)$ – коефіцієнт, що відповідає абсолютно жорсткій палі, ($EA = \infty$);

$\alpha' = 0,17 \ln(k_v l / d)$ – той же коефіцієнт для випадку однорідної основи з характеристиками G_1 і ν_1 ;

$\chi = EA / G_1 l^2$ – відносна жорсткість палі;

EA – жорсткість стовбура палі на стиск, МН;

λ_1 – параметр, що характеризує збільшення осідання за рахунок стиснення стовбура і визначається за формулою:

$$\lambda_1 = \frac{2,12\chi^{3/4}}{1 + 2,12\chi^{3/4}}; \quad (6.15)$$

k_v, k_{vl} – коефіцієнти, що визначаються за формулою:

$$k_v = 2,82 - 3,78v + 2,18v^2, \quad (6.16)$$

відповідно при $v = (v_1 + v_2)/2$ і при $v = v_1$.

При розрахунку осідань групи паль необхідно враховувати їх взаємний вплив. Додаткове осідання палі, що знаходиться на відстані a (відстань вимірюється між осями паль) від палі, до якої прикладене навантаження N , дорівнює:

$$s_{ad} = \delta \frac{N}{G_1 l}, \quad (6.17)$$

де

$$\delta = \begin{cases} 0,17 \ln \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} & \text{если } \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} > 1; \\ 0 & \text{если } \frac{k_v G_1 l}{2 G_2 a} \leq 1. \end{cases}$$

Розрахунок осідання i -ї палі в групі з n паль при відомому розподілі навантажень між палями здійснюється за формулою:

$$s_i = s(N_i) + \sum_{j \neq i} \delta_{ij} \frac{N_j}{G_1 l}, \quad (6.18)$$

де $s(N)$ – осідання одиночної палі;

δ_{ij} – коефіцієнти, що розраховуються в залежності від відстані між i -й і j -й палями;

N_j – навантаження на j -у палю.

Характеристики G_1 і v_1 приймаються усередненими для всіх шарів ґрунту в межах глибини занурення палі, а G_2 і v_2 – в межах 0,5 l , тобто на глибинах від l до 1,5 l від верху паль, за умови, що під нижніми кінцями паль відсутні глинисті ґрунти текучої консистенції, органо-і органічні ґрунти.

Модуль зсуву ґрунту $G = E_0/2(1+v)$ допускається приймати рівним 0,4 E_0 , а коефіцієнт k_v рівним 2,0 (де E_0 – модуль загальної деформації).

Розрахунковий діаметр d для паль некруглого перетину, зокрема стандартних забивних паль заводського виготовлення, обчислюється за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4A}{\pi}}, \quad (6.19)$$

де A – площа поперечного перерізу палі.

Осідання великорозмірного пальового фундаменту (пального поля) і комбінованого пальово-плитного фундаменту визначається відповідно до вимог пунктів 7.4.6-7.4.9 і 7.4.10-7.4.16 (ДБН В.2.1-10:2018) відповідно.

6.13. Явища, що відбуваються при зануренні паль і при їх виготовленні в ґрунті

У процесі занурення паля витісняє деякий об'єм ґрунту. Це призводить до ущільнення навколишнього ґрунту, що зазвичай спостерігається в рихлих і середньої щільності пісках, а також в ненасичених водою пілувато-глинистих ґрунтах. Однак навіть в цих ґрунтах при забиванні паль навколо неї може відбуватися невелике підняття дна котловану.

Глини і суглинки, в яких всі пори заповнені водою, ущільнюються тільки в результаті віджимання порової води.

Так як вода з таких ґрунтів віджимається дуже повільно, під час занурення паль спостерігається лише незначне ущільнення ґрунтів в результаті видавлювання води з пор і віджимання її уздовж стовбура палі вгору, а також внаслідок пружних об'ємних деформацій води, що містить повітря.

Основна деформація ґрунту розвивається в вигляді зсуву його частинок в сторони і вгору, що призводить до підняття дна котловану (рис. 6.16). При випиранні пілувато-глинистого ґрунту відбувається його зминання, порушення природної структури і зниження міцності. Переміщається вгору ґрунт здатний піднімати раніше забиті палі. Це істотно знижує їх несучу здатність. У зв'язку з цим після підняття паль необхідно добивати їх до проектного положення.

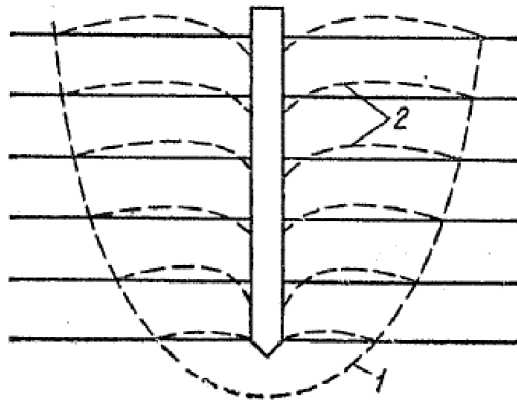


Рис. 6.16. Деформації ґрунту при зануренні палі:

1 – характер деформацій; 2 – епюри вертикальних переміщень

Особливо сильно знижується міцність пилювато-глинистого ґрунту, розташованого безпосередньо біля бокової поверхні палі, так як вода, що віджимається з пір ґрунту, переміщається до палі і вгору по цій поверхні. В результаті різко зменшується тертя палі про ґрунту, що сприяє її зануренню при ударах, (рис. 6.17, а).

Таким чином, якщо в міру заглиблення палі в піски і в ненасичені водою пилювато-глинисті ґрунти вона зустрічає все більший опір, і відмова (занурення палі від одного удару) все зменшується, то в міру занурення в насичені водою глини і суглинки відмова нерідко збільшується.

Логічно вважати, що чим більший опір чинить ґрунт занурення палі, тобто. чим менше відмова, тим більше навантаження можна передати на палю. Тому відразу після занурення палі в насичені водою пилювато-глинисті ґрунти вона має невелику несучу здатність.

Досвід показує, що треба дати палі «відпочити», тобто не піддавати її статичним і динамічним впливам протягом декількох днів після занурення. За цей період вода навколо палі поступово переміститься від її бічної поверхні, крім того, внаслідок тиксотропних властивостей ґрунту, міцність його поблизу палі з часом в значній мірі відновиться, і тоді несуча здатність палі збільшиться. Будівельники кажуть, що «*ґрунт засмоктає палю*». Якщо тепер зробити по палі удари пальових молотом, аналогічні ударам при забиванні, відмова, як правило, буде у багато разів менше. Цю відмову називають дійсною відмовою, або відмовою після

«відпочинку». При забиванні спостерігається виробнича відмова, яку часто називають «хибною відмовою».

В пісках, навпаки, «хибна відмова» при забиванні іноді буває менше дійсною, так як в процесі занурення палі під її нижнім кінцем утворюється ядро ущільненого ґрунту, а вздовж стовбура палі за рахунок віджимання води виникає «сухе тертя», що перешкоджає занурення палі при ударах пальового молота (рис. 6.17, б).

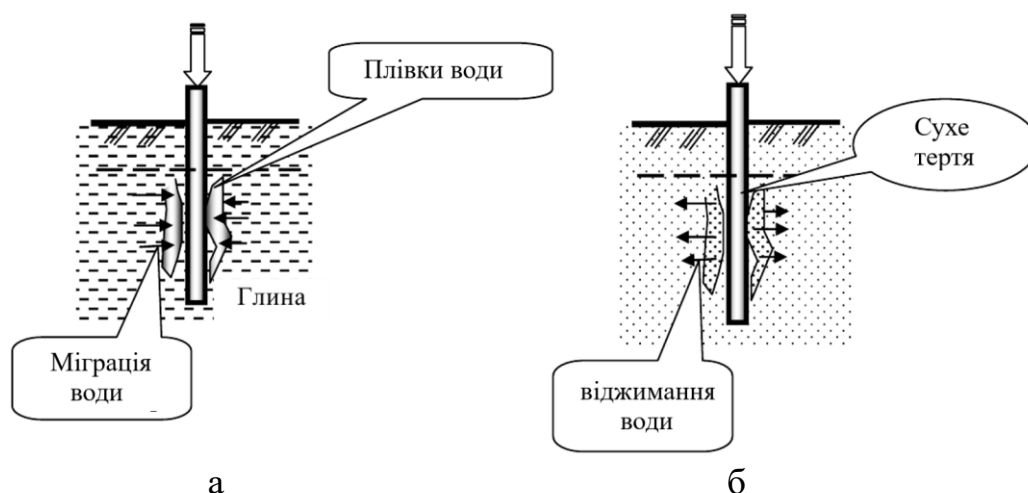


Рис. 6.17. Явища «хИБНИХ відмов» при зануренні паль:

а – глинисті ґрунти; б – піщані ґрунти

Під час «відпочинку» палі відбувається релаксація напружень в піску, і опір ґрунту її впровадження знижується. Необхідна тривалість «відпочинку» палі залежить від характеру ґрунту: зазвичай для супісків і пісків – один тиждень, для суглинків – два тижні, для глин – не менше трьох тижнів.

Застосування підмиву для занурення паль в піски призводить до їх розпушення, тому останній метр палі забивають без підмиву. Нижній кінець палі повинен бути заглиблений в ґрунт, що не піддавався розмиву. Під впливом динамічних дій пісок навколо палі ущільнюється.

Досить ефективно занурення паль в водонасичені піски вібрацією. При цьому відбувається інтенсивне ущільнення піску навколо паль, що занурюються, вони отримують вищу несучу здатність, ніж забиті палі.

При виготовленні паль, паль-оболонки і паль-стовпів, званих нами для стислості – палями, виготовленими в ґрунті (набивними), явища, що відбуваються в масиві ґрунту, в значній мірі залежать від застосовуваної технології. Використання буріння для виготовлення свердловин призводить до розуцільнення ґрунту навколо паль. Це істотно зменшує несучу здатність таких паль в порівнянні з набивними палями. Ще більшою мірою знижується несуча здатність буронабивних паль, коли в забої залишається шлам. Для збільшення несучої здатності таких паль ущільнюють ґрунт під палями і навколо них. З цією метою застосовують камуфлетні вибухи, механічне трамбування, електрогідродинамічний ефект та ін.

6.14. Фундаменти глибокого закладення

Види фундаментів глибокого закладення

Для забезпечення нормальної експлуатації важких відповідальних споруд зазвичай проектують фундаменти глибокого закладення. Областю їх застосування є опори мостів, портові споруди, індустріальні цехи, а також споруди різних видів. Фундаменти глибокого закладення відрізняються наступними особливостями: 1) при влаштуванні не потрібне попереднє розкриття котловану; 2) вертикальні зусилля на спорудження сприймаються не тільки площиною підстави фундаментів, але і бічною поверхнею за рахунок сил тертя; 3) з урахуванням закладення добре чинять опір дії горизонтальних навантажень; 4) виключається руйнування основи у вигляді випинання ґрунту на земну поверхню.

В даний час застосовується кілька видів фундаментів глибокого закладення: оболонки, опускні колодязі, кесони. Близькі до них і фундаменти, що влаштовуються способом «стіна в ґрунті».

Фундаменти з оболонок

Фундаменти з оболонок влаштовуються таким чином. Оболонки у вигляді залізобетонних труб діаметром 0,8...3,0 м з допомогою потужних віброзанурювачів опускаються в ґрунт на глибину 3...6 м. Для подальшого занурення оболонки з неї

витягують ґрунт і знову пускають у хід віброзанурювач. Після занурення однієї ланки оболонку нарощують за допомогою болтів. Таким чином оболонки занурюються на глибину 30 м і більше. Витяг ґрунту при зануренні оболонки виробляють за допомогою ерліфта або гідроелеватора, труби яких виводять через отвір в наголовник під віброзанурювачем.

Залізобетонні ланки оболонок влаштовують довжиною 6...10 м (в залежності від діаметра оболонки). Армуються вони поздовжніми стрижнями і по спіралі. При зануренні оболонки в агресивне середовище для підвищення їх тріщиностійкості обов'язковим є попереднє напруження арматури. Стінки оболонки бетонуються бетоном марки не нижче В25...В30, товщина стінок 12...20 см. При досягненні проектної позначки (скельної породи та ін.) Виробляють буріння породи діаметром, рівним внутрішньому діаметру оболонки, і свердловину заповнюють бетоном. У нескельних ґрунтах при необхідності влаштовують розширення оболонки за допомогою камуфлетних вибухів або розбурювання. Порожнини, що утворилися заповнюють бетонною сумішшю.

Процес заповнення оболонки бетоном складається з наступних етапів.

На першому етапі після видалення шламу методом підводного бетонування укладають бетонну суміш товщиною 2...5 м.

На другому (після набору бетоном необхідної міцності) з оболонки відкачують воду і укладання бетонної суміші виконують насухо.

Оболонки є складовою частиною стовпчастих фундаментів, що спираються на міцний ґрунт (найчастіше на скелю). З ростверком вони з'єднуються за допомогою арматури. Ростверки у фундаментів з оболонок можуть бути низькими і високими. При відсутності горизонтальних сил або їх незначною величиною влаштовують низький ростверк, при великих горизонтальних або похилих силах – високий.

Як основний недолік влаштування фундаментів з великих оболонок слід зазначити виникнення значних коливань, які при забиванні поширюються в радіусі іноді сотень метрів, тому їх не рекомендується влаштовувати в забудованій частині міста.

Опускні колодязі кесони

Опускні колодязі влаштовуються при будівництві підземних споруд: насосних станцій, водозаборів, скіпових доменних печей, установок безперервного розливання сталі, підземних гаражів, фундаментів опор мостів тощо.

Пристрій опускного колодязя полягає в наступному. На поверхні ґрунту спочатку виконують кладку колодязя на певну висоту, потім всередині його розробляють ґрунт під ножом. Втрачаючи опору, колодязь під впливом власної ваги опускається до тих пір, поки не заглибиться в зачеплені з нерозробленим ґрунтом. Далі нарощують кладку колодязя, і цю роботу повторюють знову. Все це виконується до тих пір, поки не буде пройдена товща слабких ґрунтів, і колодязь не досягне проектної відмітки закладання опори, після чого нижню частину вертикальної порожнини заповнюють бетонною сумішшю (рис. 6.18).

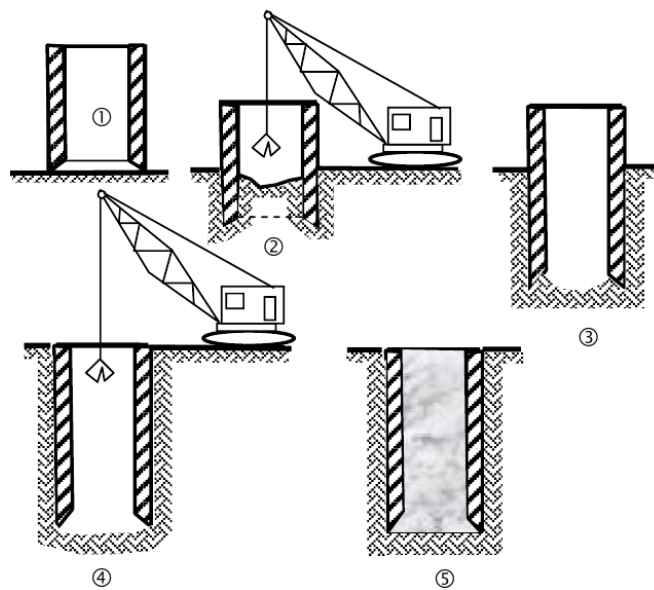


Рис. 6.18. Етапи влаштування фундаментів з опускних колодязів:

1. Пристрій колодязя безпосередньо на поверхні ґрунту;
2. Розробка ґрунту (опускання колодязя);
3. Нарощування колодязя (опускання відбувається під власною вагою);
4. Занурення колодязя на проектну відмітку і видалення з нього ґрунту;
5. Заповнення колодязя (бетонування)

В даний час влаштовують опускні колодязі діаметром 6...45 м і глибиною до 40...45 м. Застосування методу влаштування фундаментів у вигляді опускних колодязів є дуже доцільним, так як не потрібне кріплення стінок котловану,

зменшується об'єм земляних робіт, знижується витрата матеріалів у порівнянні з звичайними фундаментами.

Опускні колодезяі підрозділяються за: 1) формою колодезя в плані – на круглі, прямокутні, квадратні і з закругленими торцевими стінками (рис. 6.19). З наведених варіантів перевагу (по можливості) віддають круглій формі, так як в цьому випадку кладка колодезя краще сприймає тиск від ґрунту і, отже, забезпечує можливість рівномірної підробітки під стінами при опусканні; 2) матеріалом – на залізобетонні, бетонні, металеві, кам'яні та цегляні; 3) подовжньому перетину – найчастіше застосовується ступінчаста форма колодезя, що дозволяє зменшити сили тертя при опусканні колодезя. У нижній частині колодезя влаштовують ніж. Його призначення – полегшити розробку ґрунту під стінами колодезя шляхом видавлювання і захистити кладку при подоланні перешкод. Найчастіше ніж опускного колодезя виконується залізобетонним, посиленням спеціальним армуванням.

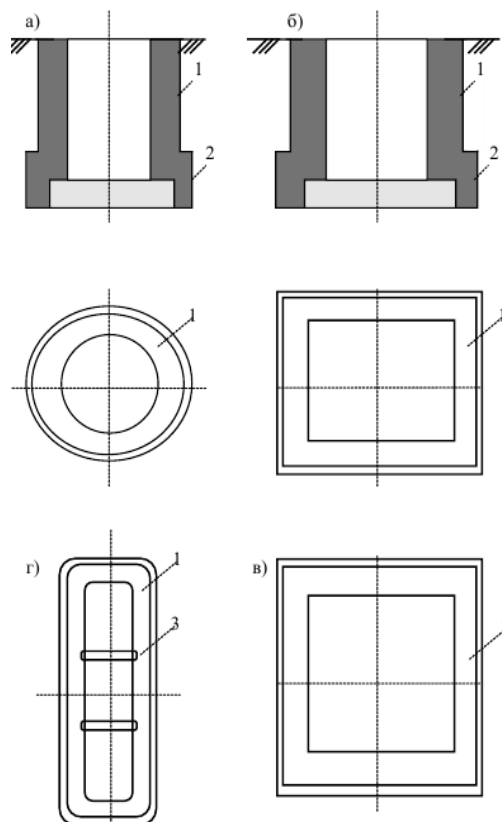


Рис. 6.19. Форма опускних колодезяі в плані:

а – круглі; б – квадратні; в – прямокутні; г – із закругленими бічними стінками; 1 – стінка; 2 – днище; 3 – поперечна стінка

Ґрунти в колодязях розробляються різними способами в залежності від інженерно-геологічних умов будівельного майданчика, розмірів колодязів в плані. Зазвичай для цього застосовують ґрейфери або екскаватори з бульдозерами, ерліфти. При високому стоянні ґрунтових вод розробку ґрунту проводять ґрейфером або ерліфтом, підтримуючи рівень води в опускному колодязі трохи вище рівня ґрунтових вод, оскільки це забезпечує відведення ґрунту, що напливає.

Найбільш раціональним способом занурення опускного колодязя є його опускання в тиксотропній сорочці. Цей спосіб заснований на використанні властивостей глинистого тиксотропного розчину утримувати в рівновазі вертикальні ґрунтові стінки траншей. Суть цього способу полягає в тому, що порожнина між ґрунтом і поверхнею колодязя заповнюється тиксотропним глинистим розчином, рівень якого постійно підтримується трохи вище поверхні землі ($\approx 0,5$ м). Для цього навколо колодязя встановлюється форшахти з обвалованих дошок або металу заввишки до 1 м. Порожнина для подачі тиксотропного розчину утворюється за рахунок виступу ножової частини – його розмір дорівнює 100...150 мм.

За рахунок застосування тиксотропної сорочки різко знижується опір ґрунту по боковій поверхні колодязя. Це дозволяє значно зменшити товщину стінок опускного колодязя, застосовувати збірні і збірно-монолітні конструкції. Опускні колодязі в збірному варіанті найчастіше виконуються циліндричної форми. По конструкції збірних елементів всі колодязі можна розділити на три групи: з тонкостінних криволінійних шкаралуп-панелей застосовують для пристрою опускних колодязів діаметром 6...8 м. Опускні колодязі з плоских панелей влаштовують діаметром $D = 7...37$ м, глибиною до 30 м і товщиною 0,25...0,7 м. У колодязях з використанням пустотних блоків ножову частину виконують з монолітного залізобетону, а стіни – з тонкостінних блоків. Габаритні розміри таких колодязів: діаметр – 24...42 м, глибина занурення – до 40 м при товщині стін 0,9...2,1 м.

Проектування опускних колодязів складається з трьох етапів: на першому – задаються геометричними розмірами конструктивних елементів на підставі досвіду

проектування і орієнтовних розрахунків на міцність; на другому – призначають спосіб занурення колодязя в залежності від геологічних та гідрологічних умов будівельного майданчика (намічають способи розробки ґрунту, водозливу в процесі експлуатації, заходи, спрямовані на забезпечення стійкості колодязя проти спливання); на третьому етапі проводиться перевірка прийнятих розмірів розрахунком опускового колодязя на міцність. При цьому враховуються такі навантаження (рис. 6.20).

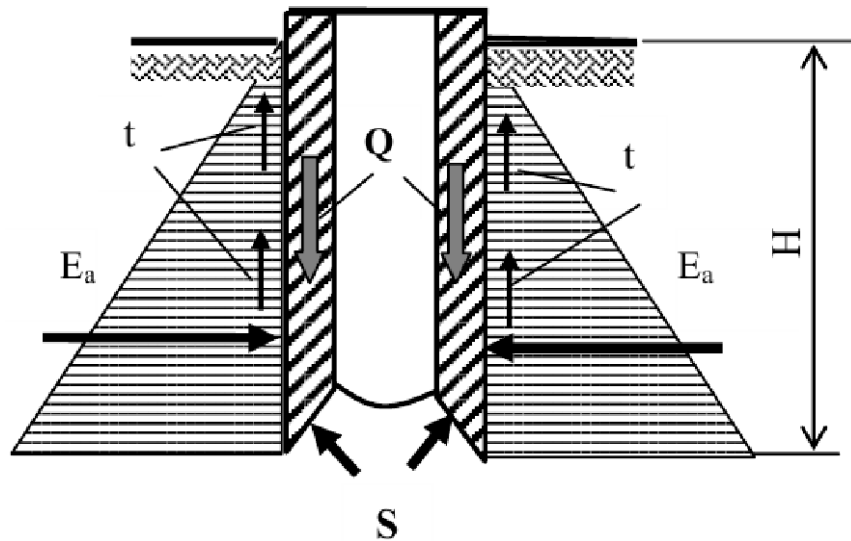


Рис. 6.20. Схема навантажень, що діють на колодязь в останній момент занурення: E_a – активний тиск ґрунту на бічну стінку; t – сили тертя; Q – вага колодязя; S – розпірні сили ножа; H – висота колодязя

Визначення розмірів підшви самого колодязя проводиться як для звичайних фундаментів.

При підвищеному рівні ґрунтових вод в слабких ґрунтах, наявності валунів, в разі необхідності обпирання фундаменту на похилу поверхню скелі тощо, виникає необхідність вдаватися до кесона способу влаштування фундаментів (рис. 6.21).

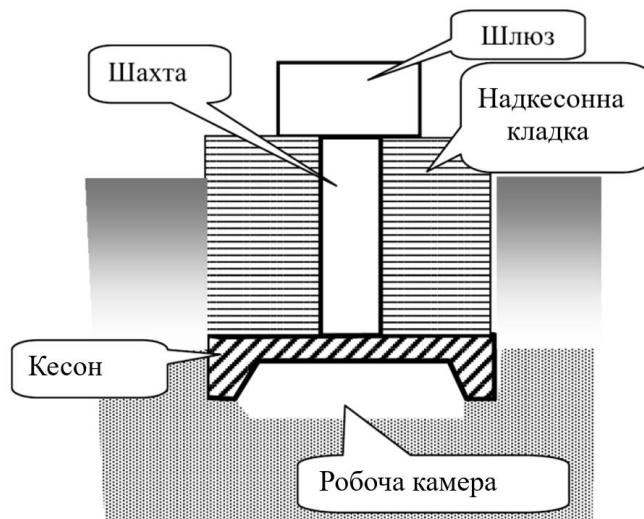


Рис. 6.21. Кесон

Цей спосіб будівництва фундаментів полягає в застосуванні стиснутого повітря для осушення робочого простору. Такий спосіб вперше було використано ще в XVII столітті, в Швеції, в водолазному дзвоні для роботи на дні водойм.

Кесон – «перевернутий ящик» – використовується при будівництві на місцевості, покритій водою.

Кесони також відносяться до опускних споруд. На відміну від опускного колодязя в кесоні віджим ґрунтової води проводиться стисненням повітрям. Основною частиною кесона є робоча камера, в яку можуть опускатися робочі та інженерний персонал.

Тиск в робочій камері підвищують у міру занурення кесона в ґрунт і, таким чином, він врівноважує стовп ґрунтової води і не пропускає її в робочу камеру. Над кесонною робочою камерою монтують шахту, зверху якої встановлюють шлюзовий апарат, призначений для поступового підвищення тиску до наявного в робочій камері. У міру розробки ґрунту в робочій камері влаштовується надкесонна кладка.

Спосіб занурення кесона аналогічний опускному колодязю.

Перебування людей в робочій камері за часом строго лімітоване вимогами техніки безпеки, при цьому вихід з робочої камери проводиться також з поступовим зниженням тиску. Аварійна ситуація можлива в кесоні при витoku повітря. Крім того, тривале перебування в кесоні сприяє розвитку так званої

кесонної хвороби. Все це значно ускладнює процес опускання кесона і здорожує роботи по влаштуванню кесонних фундаментів. Максимальна глибина занурення кесона дорівнює 35...40 м в зв'язку з обмеженням тиску в кесонній камері.

По порядку розрахунку кесони в основному аналогічні опускним колодезям, додатково враховується вага надкесонної кладки і тиск стисненого повітря.

Фундаменти типу «стіна в ґрунті»

Інтенсивне освоєння підземного простору великих міст пов'язане з необхідністю впровадження в будівельну практику нових прогресивних способів зведення підземних споруд. В даний час у вітчизняній практиці і за кордоном успішно впроваджується спосіб, який умовно називається «стіна в ґрунті». Сутністю цього способу є пристрій в ґрунті траншей, виїмок різної в плані конфігурації, стійкість яких в процесі розробки досягається заповненням глинистими розчинами.

Після розробки в ґрунті виїмок або траншей їх заповнюють монолітним бетоном, збірними елементами, різного роду сумішами глини з цементом, в результаті чого формуються несучі, огорожувальні конструкції або протифільтруючі завіси. У порівнянні зі звичайним зведенням фундаментів у відкритих котлованах спосіб «стіна в ґрунті» має ряд переваг: об'єм земляних робіт зменшується в 5...6 разів: виключається застосування сталевих шпунтів і профільного прокату: спрощується виїмка ґрунту між стінками (можна розробляти екскаватором, як в кар'єрі).

Вартість розробки ґрунту для влаштування фундаментів способом «стіна в ґрунті» скорочується більш ніж на 50% в порівнянні з будівництвом опускного колодезя і може виконуватися в монолітному, збірно-монолітному і збірному виконанні. При виконанні робіт по влаштуванню «стіни в ґрунті» в монолітному виконанні в розроблену під глинистим розчином траншею-щілину укладається бетон. При значних розмірах тунелів і великих навантаженнях на них всі елементи передбачаються із залізобетону. При високому рівні підземних вод і використанні обмазувальних або обклеювальних гідроізоляційних покриттів всередині тунелю проводиться додаткова обробка. При застосуванні збірних конструкцій замість

укладання бетону в траншею встановлюють готові залізобетонні панелі суцільного перетину або з порожнечами.

Вибір машин і устаткування для влаштування траншей диктується інженерно-геологічними умовами будівництва та об'ємом робіт. Широко застосовуються грейфери з жорсткою штангою або їх підвішують до стріли екскаватора. Найчастіше використовується багатоковшевий роторний екскаватор, гідромеханізовані траншеєкопачі, установки ударно-штангового буріння. При виконанні великих об'ємів робіт доцільно застосовувати землерийне обладнання безперервної дії, що відрізняється великою продуктивністю. Таким обладнанням є машина БМ-0,5/50-2м, вона дозволяє рити траншеї глибиною до 50 і шириною 0,5 м. Значний об'єм будівельних робіт виконується машинами СВД-500Р, що дозволяють копати траншеї глибиною 50 і шириною 0,7 м. ці машини забезпечені робочим органом фрезерного типу і здатні розробляти слабкі і міцні ґрунти. При виконанні малих об'ємів земляних робіт застосовується обладнання циклічної дії. До таких машин відносяться двощелепний канатний грейфер і електрогідравлічний грейфер. Вони можуть копати траншеї глибиною до 30 м і шириною 0,6...0,8 м.

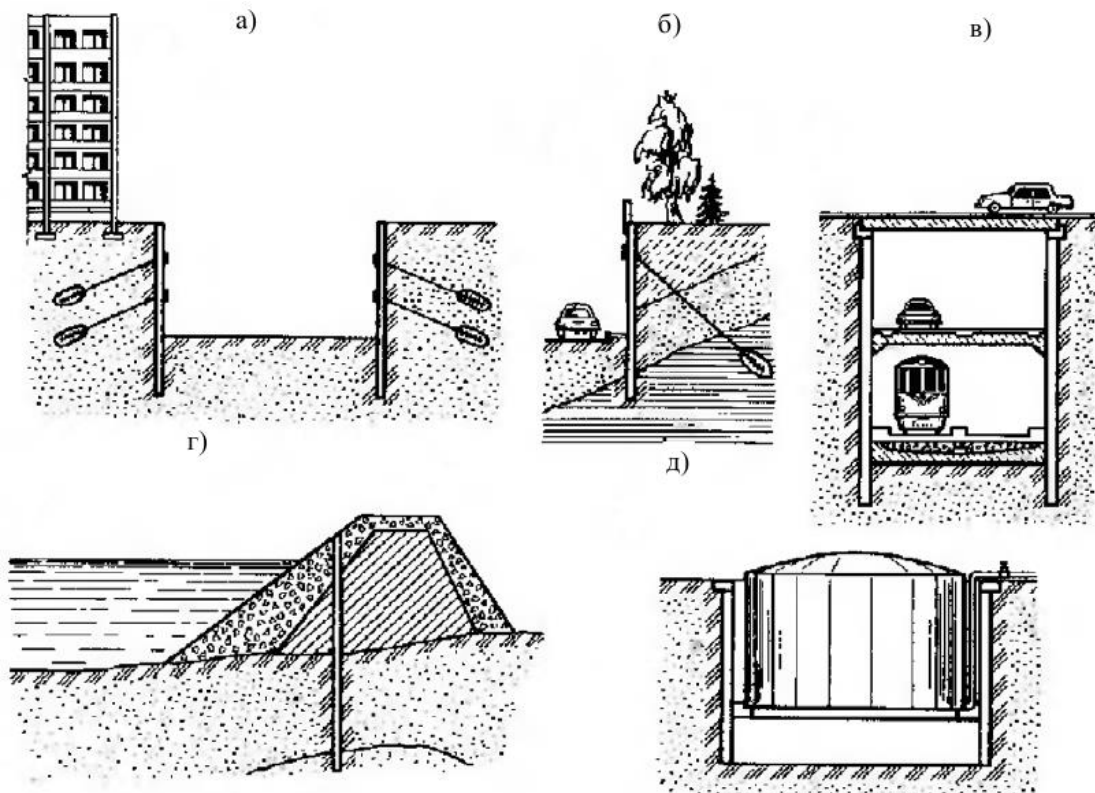


Рис. 6.22. Конструкції, що споруджуються способом «стіна в ґрунті»:
а – котловани в міських умовах; б – підпірні стінки; в – тунелі;
г – протифільтраційні діафрагми; д – підземні резервуари

Фундаменти типу «стіна в ґрунті» розраховують здебільшого як підпірні споруди. Розрахунки виконують на дію наступних сил: 1) відпорного тиску ґрунту при бетонуванні стінок і траншей; 2) бічного тиску від ваги ґрунту і тимчасового навантаження на його поверхню; 3) гідростатичного тиску ґрунтових вод і експлуатаційних навантажень. При розрахунку на міцність зусилля в огорожувальній стіні слід визначати як для конструкцій, що взаємодіють з пружнопластичною основою (за методом Б.М. Жеремочкіна).

Питання до самоперевірки:

1. Історія розвитку пальових фундаментів?
2. Класифікація паль?
3. Які конструкції забивних залізобетонних паль?
4. Які застосовують нові типи фундаментних конструкцій з паль?
5. Методика і послідовність розрахунку пальових фундаментів на міцність і тріщиностійкість.
6. Визначення глибини закладення ростверку.
7. Як вибирають тип фундаменту палі, попередніх розмірів палі і оцінюють умови її роботи в ґрунтовому масиві?
8. Методика визначення несучої здатності паль.
9. Методика визначення числа паль і розміщення їх в плані ростверку.
10. Методика розрахунку пальових фундаментів і їхніх основ за деформаціями.
11. Які явища відбуваються при зануренні паль і при їх виготовленні в ґрунті.
12. Які фундаменти відносяться до глибокого закладення.

ТЕМА 7

ШТУЧНЕ ПОЛІПШЕННЯ ҐРУНТІВ ОСНОВ

План:

- 7.1. Штучне поліпшення ґрунтів основ, загальні положення.
- 7.2. Конструктивні заходи поліпшення основ.
- 7.3. Ущільнення ґрунтів основ.
- 7.4. Закріплення ґрунтів основ.

7.1. Штучне поліпшення ґрунтів основ, загальні положення

Будівництво лінійних інженерних споруд неминуче пов'язане з освоєнням нових територій, розташованих, в тому числі, і на слабких ґрунтах. Часто виявляється, що на природній основі зводити інженерні споруди практично неможливо, через невідповідність характеристик основи пропонованим вимогам. У цих випадках вдаються або до спеціальних конструктивних заходів, або до методів поліпшення ґрунтів основи.

Методи перетворення будівельних властивостей основ можна розділити на три групи (табл. 7.1):

- конструктивні методи, які на відміну від інших методів не покращують властивості самих ґрунтів, а створюють більш сприятливі умови роботи їх як основ за рахунок регулювання напруженого стану та умов деформування;
- ущільнення ґрунтів, здійснюване різними способами і спрямоване на зменшення пористості ґрунтів, створення більш щільною упаковки мінеральних агрегатів;
- закріплення ґрунтів, що полягає в утворенні міцних штучних структурних зв'язків між мінеральними частинками.

Основи зі зміненими таким чином властивостями називають *штучними*, або *штучно поліпшеними* (на відміну від природних основ). Вибір методів перетворення будівельних властивостей основ залежить від характеру нашарувань, типів ґрунтів і їх фізико-механічних властивостей, особливостей споруд і

інтенсивності переданих навантажень, інженерних задач що вирішуються, технологічних можливостей будівельних організацій тощо.

Таблиця 7.1

Методи влаштування основ	Вид основи або спосіб його влаштування	Ґрунтові умови, при яких може застосовуватися даний спосіб
I. Конструктивні	1. Піщані подушки (заміна ґрунту)	Слабкі сильностискувальні ґрунти в текучому стані, торф, заторфовані і насипні ґрунти
	2. Ґрунтові подушки з міцного зв'язного ґрунту	Слабкі (перераховані вище) і ґрунти, що просідають
	3. Кам'яні, піщано-гравійні та інші відсіпки	Мули та інші слабкі ґрунти, що залягають під шаром води
	1. Поверхнєве ущільнення ґрунтів:	
II. Механічне ущільнення	важкими трамбівками	макропористі просадочні, рихлі піщані, свіжоскладені зв'язні і насипні ґрунти при ступені вологості $S_r < 0,7$
	катками, легкими трамбівками та іншими механізмами і транспортними засобами	Те ж, при пошаровому укладанні
	вібраторами майданчиковими	Рихлі піщані ґрунти при пошаровому укладанні
	трамбуванням котлованів під окремі фундаменти	Макропористі просадочні ґрунти, пілуватоглинисті ґрунти при $S_r < 0,7$
	2. Глибинне ущільнення ґрунтів:	
II. Механічне ущільнення	ґрунтовими палями з місцевого зв'язного ґрунту, піщаними палями	Макропористі просадочні ґрунти. пухкі пілуваті і дрібні піски, слабкі сильностискувані заторфовані ґрунти
	віброущільненням або	Рихлі піщані ґрунти
	гідровіброущільненням	
	вибухами	Те ж саме
	попереднім замочуванням	Макропористі просадочні ґрунти
	попереднім замочуванням і глибинними вибухами	Те ж саме

Методи влаштування основ	Вид основи або спосіб його влаштування	Ґрунтові умови, при яких може застосовуватися даний спосіб
3. Попереднє обтиснення ґрунтів:		
II. механічне ущільнення	зниженням рівня підземних вод	Слабкі сильно стискувані водонасичені ґрунти (при знятті зважуючої дії води)
	зниженням рівня підземних вод за допомогою зовнішньої пригрузки і влаштуванні вертикальних дренажів	Слабкі сильно стискувані пілуватоглинисті і заторфовані ґрунти
III. Закріплення	1. Силікатизація	Піски і макропористі просідаючі ґрунти
	2. Закріплення синтетичними смолами	Те ж саме
	3. Закріплення з використанням високонапірних ін'єкцій і струменевої технології	Піски, макропористі просадочні і пілуватоглинисті ґрунти
	4. Цементация	Тріщинувата скеля, гравій і піщані ґрунти
	5. Закріплення вапном	Слабкі сильно стискувані водонасичені пілуватоглинисті і заторфовані ґрунти
	6. Електрохімічне закріплення	слабкі пілуватоглинисті ґрунти (при коефіцієнті фільтрації $k_f < 0,01$ м/добу)
	7. Електроосмос	Те ж саме
	8. Термічне закріплення (випал)	Макропористі просадочні ґрунти

7.2. Конструктивні заходи поліпшення основ

Дані заходи поліпшення основ пов'язані з конструктивною (корінною) зміною властивостей ґрунтів або зміною розрахункової схеми роботи основи. Існують різні способи, що дозволяють покращувати властивості ґрунтів основ. Найбільш поширеним слід вважати спосіб заміни слабого ґрунту на досить гарне, надійне підґрунтя або влаштування піщаних подушок.

Заміна слабого шару ґрунту основи (влаштування піщаних подушок)

Піщані подушки зазвичай виконують з середньо- або крупнозернистого піску (може використовуватися і щебінь).

Одна з основних цілей улаштування піщаної подушки – це зменшити глибину закладення фундаментів при прорізці слабого шару ґрунту (рис. 7.1). При великій потужності слабого шару ґрунту (h_1) економічно не вигідно заглиблювати фундамент на таку глибину. З метою зменшення глибини закладення фундаменту (h_2) виконують піщану подушку, укладаючи її в розпір зі стінками котловану.

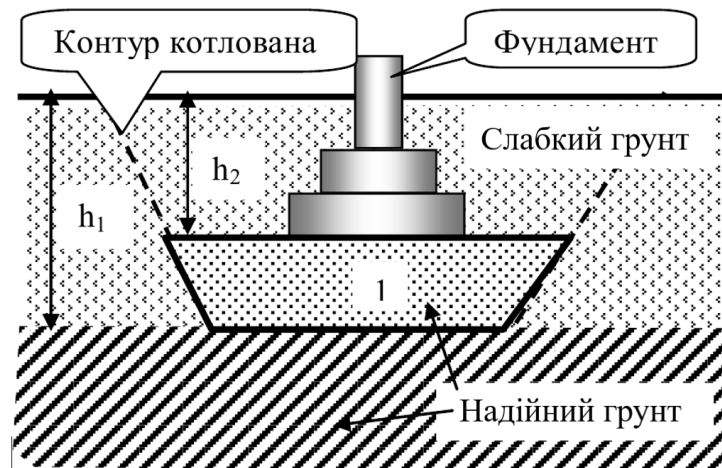


Рис. 7.1. Піщана подушка повністю прорізає слабкий шар ґрунту

1 – піщана подушка; h_1 – товщина шару слабого ґрунту; h_2 – висота фундаменту

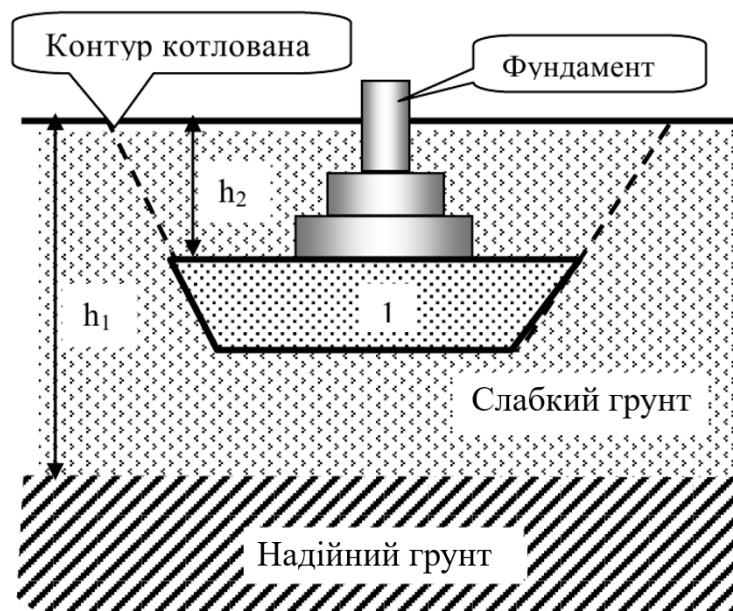


Рис. 7.2. Піщана подушка не повністю прорізає слабкий шар ґрунту

1 – піщана подушка; h_1 – товщина шару слабого ґрунту; h_2 – висота фундаменту

Піщану подушку укладають із заданим ступенем щільності, забезпечуючи, таким чином, передачу тиску від фундаменту на хороший ґрунт, що дозволяє знизити величину можливих осідань. Інша мета улаштування піщаної подушки – це зменшити інтенсивність тиску від фундаменту на слабкий шар ґрунту (рис. 7.2; 7.3).

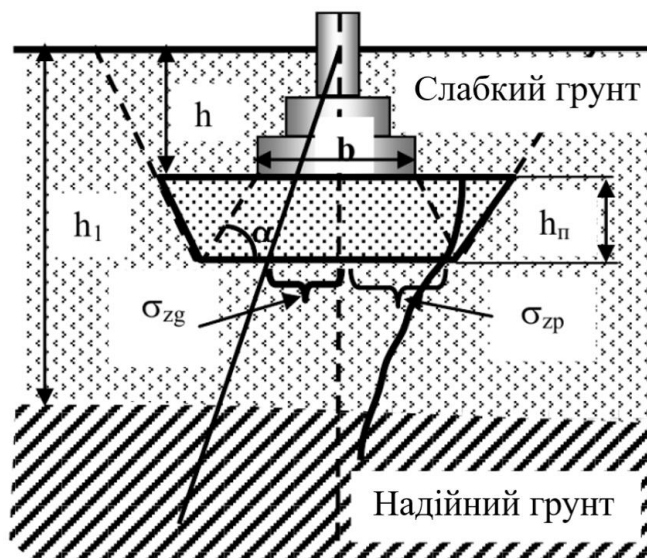


Рис. 7.3. Розрахункова схема до визначення розмірів піщаної подушки

У цьому випадку фундамент спирається на піщану подушку (хороший ґрунт), а нижче розташовується слабкий шар ґрунту. Виникає необхідність перевірки слабого шару ґрунту, що підстилає. Така перевірка проводиться виходячи з наступної умови:

$$(\sigma_{zp} - \sigma_{zy}) + \sigma_{zg} \leq R_{cl}, \quad (7.1)$$

де σ_{zg} – ордината епюри природного тиску ґрунту, що припадає на покрівлю слабого шару, підстилає; σ_{zp} – ордината епюри додаткового (ущільнюючого) тиску ґрунту, що припадає на покрівлю слабого шару, що підстилає; σ_{zy} ордината епюри вертикального напруги, від власної ваги обраного при уривку котловану ґрунту; R_{cl} – розрахунковий опір слабого шару ґрунту в рівні низу подушки від умовного фундаменту.

Умова (7.1) дозволяє запроєктувати піщану подушку, використовуючи метод послідовних наближень:

1. Спочатку задаються висотою піщаної подушки (h_n), виходячи з геологічних умов і планованого виробництва робіт;

2. Будують епюри природного і додаткового (ущільнюючого) тиску ґрунту;

3. Обчислюють R_{cl} – розрахунковий опір слабкого шару ґрунту в рівні низу подушки від умовного фундаменту. Ширина підшви умовного фундаменту визначається виходячи з кута α – розсіювання напружень, який приймається: – $\alpha = 45^\circ$ – для торфу; – $\alpha = 50 \dots 60^\circ$ – для пилюватих пісків;

4. Перевіряється умова (7.1). У випадку виконання даної умови проєктування піщаної подушки вважається закінченим. В іншому випадку – проводиться перепроєктування піщаної подушки, яке полягає, перш за все, в зміні її висоти.

У разі необхідності влаштування піщаної подушки висотою $h_n > 3$ м, її ширина вибирається з умови рівноваги в граничному стані за спеціально розробленою методикою Б.І. Далматова.

Піщані подушки можуть влаштовуватися і з метою зменшення глибини закладення фундаментів, що проєктуються в рухливих ґрунтах. В такому випадку піщана подушка, виконана з крупнозернистого (непучиністого) ґрунту – основи, виконує роль заміни пучиністого ґрунту на непучиністий. Найбільш актуально виконання таких заходів для районів з глибоким сезонним промерзанням, що дозволяє істотно знизити глибину закладення фундаментів, отримуючи в результаті економічний ефект.

Слід підкреслити, що піщану подушку не рекомендується влаштовувати при наступних умовах:

1. При наявності в межах висоти подушки змінного рівня ґрунтових вод і роботи подушки як дренажу. У цьому випадку можливо прояв явища суфозії, а також замулювання подушки, що може привести до додаткових осідань фундаментів і перетворення подушки в звичайний пучинистий ґрунт;

2. При наявності в межах висоти подушки напірних ґрунтових вод і закладення підшви фундаменту вище розрахункової глибини промерзання. В цьому випадку промерзання піщаної подушки може призвести до пучення ґрунту подушки за рахунок дії напірних ґрунтових вод.

Шпунтові огороження

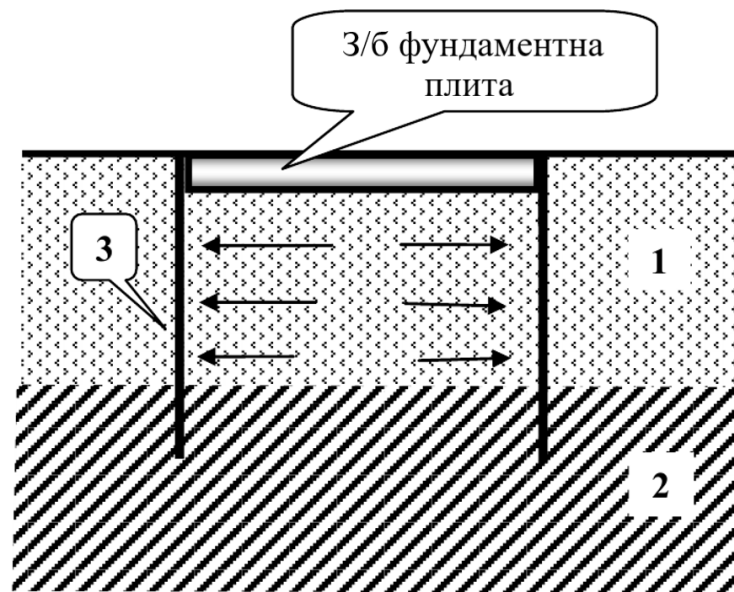


Рис. 7.4. Схема конструктивного посилення з використанням шпунтової обойми: 1 – слабкий ґрунт; 2 – хороший ґрунт; 3 – шпунт по периметру фундаментної плити

Даний конструктивний захід призначений для виключення можливості випору слабого шару ґрунту з-під підшви фундаменту. В цьому випадку по периметру фундаментної плити виконується суцільна шпунтова стінка, що сприймає бічний тиск ґрунту. В результаті об'єм слабого ґрунту, що стискається під підшвою фундаменту стає обмеженим з усіх боків, що аналогічно роботі ґрунту в умовах компресії і дозволяє значно підвищити його несучу здатність.

Кількісний аналіз розглянутого методу посилення основи може бути представлений на основі чисельного геотехнічного моделювання даної інженерної задачі з використанням методу скінченних елементів.

Кам'яні, піщано-гравійні та інші підсилення

При зведенні огорожувальних дамб та інших земляних споруд на слабких ґрунтах стійкість укосів споруд та їх основ може бути підвищена пристроєм пригрузок основи і низовій частині укосів, які виконуються, як правило, з великоуламкових або піщаних ґрунтів (рис. 7.5). Підсилення ґрунту проводиться шарами, висота її визначається спеціальним розрахунком.

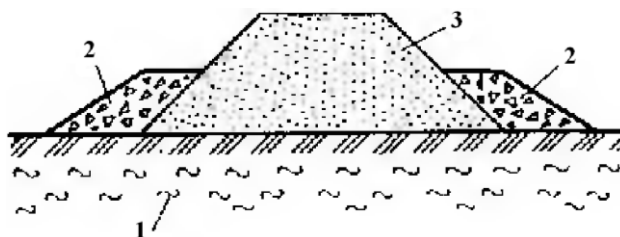


Рис. 7.5. Збільшення стійкості насипу на слабких ґрунтах методом бічної пригрузки: 1 – слабкий ґрунт; 2 – бічна пригрузка; 3 – насип

7.3. Ущільнення ґрунтів основ

Для збільшення несучої здатності ґрунтів природного складання може бути застосовано його поверхнєве ущільнення.

Поверхнєве ущільнення ґрунтів

Поверхнєве ущільнення зазвичай виробляють шарами товщиною $\leq 0,5$ м, використовуючи такі механізми ущільнення, як поверхнєві трамбівки, катки, вібротрамбівки, віброплити тощо.

При необхідній товщині ущільнення ґрунту в 2...3 м застосовують поверхнєве ущільнення важкими трамбівками вагою до 20...70 кН. В цьому випадку по ґрунту, що ущільнюється (поверхні дна котловану) проводиться серія ударів по одному місцю до отримання умовної відмови. Трамбівка піднімається краном на висоту до 3...7 м і скидається на основу що ущільнюють (рис. 7.6).

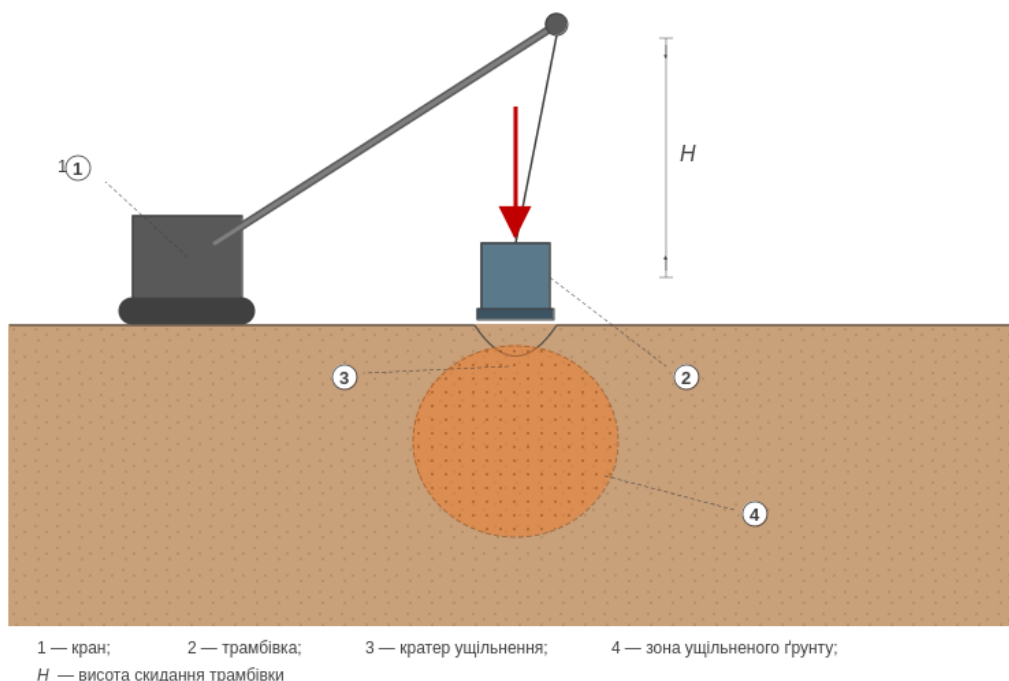


Рис. 7.6. Схема поверхнєвого ущільнення ґрунту важкими трамбівками

Поверхнєве ущільнення важкими трамбівками застосовується для сипучих, а також лесових ґрунтів. Найбільший ефект ущільнення ґрунтів досягається при наявності в основі оптимальної вологості. Якщо вологість ґрунту менше оптимальної, то його зволожують шляхом заливки води на дно котловану, що трамбують (особливо у ґрунтів, що просідають).

Глибина ущільнення ґрунтів важкими трамбівками залежить від щільності і вологості ґрунтів, що ущільнюються, діаметра, ваги трамбівки і наближено визначається за формулою:

$$h_{ущ} = k_y d, \quad (7.2)$$

де d – діаметр трамбівки; k_y – коефіцієнт пропорційності, який приймається для пісків – 1,55, суглинків – 1,45, глини – 1,0.

Вагу трамбівки призначають з умови забезпечення тиску на ґрунт не менше 0,015...0,20 МПа (зазвичай він дорівнює 20...50 кН).

В окремих випадках, при вирішенні складних інженерних завдань, при поверхневому ущільненні можуть застосовуватися трамбівки вагою понад 100 кН. Відомі випадки застосування надважких трамбівок вагою 400 кН, які давали можливість при скиданні з висоти 40 м ущільнити щебенєво-кам'яний насип на глибину до 40 м.

Зниження поверхні, що трамбують (або недобір ґрунту до проектно́ї відмітки закладання фундаментів) визначають за формулою

$$\Delta h = 1,2 h_{упл} \left(1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_{dyn}} \right), \quad (7.3)$$

де γ_d – питома вага сухого ґрунту;

γ_{dyn} – середнє значення питомої ваги сухого ґрунту в межах ущільненого шару (приймається в середньому 16 кН/м³ для всіх видів ґрунтів).

Ущільнення ґрунтів важкими трамбівками супроводжується динамічним впливом на ґрунт і може викликати струси близько розташованих будівель або споруд. У зв'язку з цим при ущільненні трамбівками вагою до 50 кН відстань до будівель, що знаходяться в задовільному стані, має бути не менше 10 м. При наявності близько розташованих будівель, що мають тріщини в стінах або взагалі

знаходяться в зношеному стані, ця відстань збільшується до 15 м. Якщо інженерні мережі виконуються з азбестоцементних, керамічних труб, то відстань до будівель приймається більше 15 м.

До початку робіт по ущільненню ґрунтів важкими трамбівками проводять роботи на дослідній ділянці котловану: уточняється величина недобору ґрунту, відмови при трамбуванні (осадки від одного удару), кількість ударів, глибина ущільнюваної зони тощо. Отримані дані використовують при складанні проекту робіт по ущільненню ґрунтів важкими трамбівками.

Таблиця 7.2

Ущільнюючі машини	Товщина шару, що ущільнюється, м
Пневматичні трамбівки	0,1...0,2
Катки: гладкі кулакові	0,1...0,25 0,2...0,35
Віброкотки	0,4...1,2
Котки з падаючими вантажами 0,8...17 кН	1,0...1,5
Віброплити	0,2...0,6
Молот подвійної дії вагою 22 кН на металевій плиті (піддоні)	1,2...1,4
Важкі трамбовки вагою, кН: 20...30 45...50 100	1,5...2,0 2,5...3,0 5,5...6,0

Рихлі піщані ґрунти на глибину 0,5...1,5 м ущільнюються різними вібраційними машинами: віброплитами, пневматичними трамбівками, віброкатками, молотами подвійної дії та ін. Ущільнення ґрунтів може бути досягнуто багаторазовою прохідною прокаткою. Основні відомості про товщину шару, що ущільнюється зазначеними машинами приведені в табл. 7.2.

Глибинне ущільнення ґрунту

Для ущільнення рихлого з $e_0 > 0,75$ піщаного відкладення використовується:

а) **метод гідровіброущільнення** (рис. 7.7).

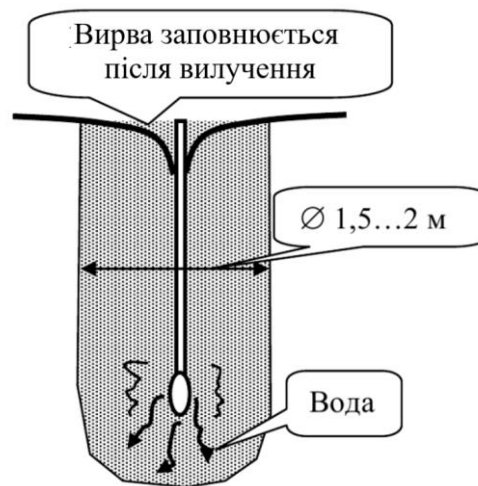


Рис. 7.7. Схема глибинного гідровібрування сипучого ґрунту

З поверхні ґрунту в основу, що ущільнюється занурюється труба, на кінці якої розміщений гідровібратор. У трубу подається необхідна кількість води до досягнення основою, що ущільнюється оптимальної вологості. Труба разом з гідровібратором підвішується до стріли крана і під дією власної ваги занурюється в основу, що ущільнюється. В результаті процесу занурення і вилучення гідровібратора ґрунт ущільнюється в об'ємі циліндра діаметром 1,5...2 м і висотою до 10 м, і основа переходить в категорію середньої щільності.

У разі необхідності для досягнення основою підвищеної щільності, даний метод може поєднуватися з поверхневим ущільненням;

б) метод ущільнення піщаними і ґрунтовими палями (рис. 7.8).

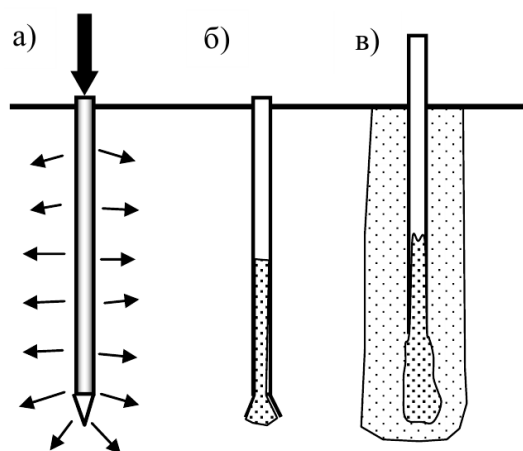


Рис. 7.8. Метод глибинного ущільнення основи з використанням піщаних (ґрунтових) паль: а – занурення труби з наконечником, що розкривається; б – заповнення труби піском з розкриттям наконечника; в – витяг труби з формуванням в основі піщаної палі

Порядок даного методу ущільнення основи полягає в наступному:

1. З поверхні основи, що ущільнюється занурюється металева труба з наконечником, що розкривається (відбувається процес ущільнення основи навколо занурюваної труби);

2. Після занурення труби на необхідну позначку, наконечник труби розкривається і труба витягується з одночасним заповненням піском з віброущільненням. У лесових ґрунтах заповнення труби здійснюється місцевим ґрунтом з необхідним зволоженням;

3. Після вилучення труби в основі, що ущільнюється утворюється піщана (ґрунтова) паля, виконана із заданим ступенем щільності разом з навколишнім біляпальним простором.

Чим частіше зроблені палі, тим більший ступінь ущільнення отримує ґрунт основи. Для уникнення випору ґрунту в котлован при ущільненні голови палі, котлован може розроблятися після ущільнення основи палями (рис. 7.9).

Необхідну кількість піщаних паль для ущільнення основи може бути визначено виходячи з наступної умови:

$$n = \frac{e_0 - e_{\text{упл.}}}{1 + e_0} \frac{F_{\text{упл.}}}{f_{\text{св.}}}; \quad (7.4)$$

де e_0 , $e_{\text{упл.}}$ – відповідно, коефіцієнти пористості ґрунту основи до і після ущільнення, останній, так само як і $f_{\text{св.}}$, – площа поперечного перерізу палі, задаються в процесі проєктування;

$F_{\text{упл.}} = 1,4 \cdot b \cdot 1,4 \cdot \ell$ – площа ущільненої основи; b , ℓ – відповідно ширина і довжина проєктованого фундаменту.

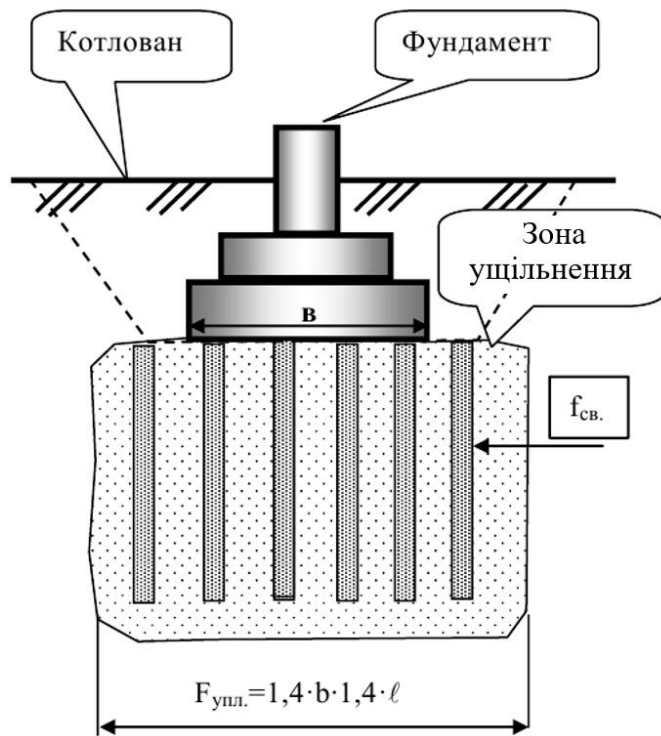


Рис. 7.9. Схема використання піщаних паль для ущільнення основи:
 $f_{св}$ – площа поперечного перерізу палі; $F_{упл}$ – площа ущільненої основи

Слід зазначити, що для зв'язкових водонасичених ґрунтів подібні палі можуть виготовлятися методом віброштампівки (пневмопробійники) і заповнюватися щебенево-піщаною сумішшю з додаванням цементу;

в) метод ущільнення зовнішньою пригрузкою

Глибинний процес ущільнення основи відбувається і при прикладенні до нього ущільнюючого навантаження (у вигляді відсипаного насипу) (рис. 7.10).

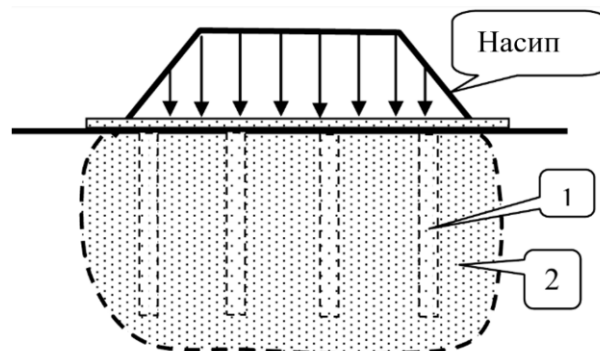


Рис. 7.10. Глибинне ущільнення ґрунту основи пригрузкою:
 1 – фільтруючі штучні дрени; 2 – зона ущільнення основи

Для глинистих ґрунтів подібний процес ущільнення основи відбувається досить повільно (теорія фільтраційної консолідації в механіці ґрунтів), що триває до декількох десятків років.

З метою скорочення термінів процесу ущільнення основи використовуються штучні дрени, що сприяють прискоренню процесу фільтраційної консолідації;

г) метод ущільнення зниженням рівня ґрунтових вод

Відомо, що ґрунт, розташований нижче рівня ґрунтових вод (РГВ), відчуває зважувальну дію води, яка проявляється у вигляді зниження величини питомої ваги ґрунту. При штучному водозниженні ґрунт виявляється вище РГВ, що призводить до збільшення питомої ваги ґрунту і, як наслідок, до ущільнення основи.

Слід враховувати і негативні наслідки цього явища, коли разом з ущільненням основи отримують додаткові осідання також розташовані на даній території споруди;

д) метод ущільнення вибухами

Застосування даного методу ефективно при освоєнні нових (не забудованих) територій. Вибухами ущільнюються великі об'єми ґрунту з використанням попередньо пробурених шпурів, в які поміщаються вибухові речовини (ВР). Використання ВР вимагає особливого підходу до вирішення поставлених інженерних задач і пов'язане з підвищеним ризиком в період проведення підривних робіт.

Метод ущільнення ґрунтових основ вибухами знаходить застосування в гідротехнічному будівництві;

е) метод ущільнення замочуванням

Даний метод має обмежене застосування і використовується лише для лесових основ. Попереднє замочування лесових основ руйнує структуру лесу і викликає його просідання під дією власної ваги, тобто відбувається процес ущільнення.

Ущільнення ґрунтів основ на використовуваних або забудованих територіях часто важке, в цьому випадку вдаються до закріплення ґрунтів.

7.4. Закріплення ґрунтів основ

Закріплення ґрунтів основ засноване на проникненні різних реагентів в ґрунтовий поровий простір і взаємодія їх з мінеральними частинками. Очевидно, що застосування того чи іншого методу закріплення ґрунтів буде залежати від пористості основи, або від його коефіцієнта фільтрації.

Залежно від значень коефіцієнта фільтрації (K_f) ґрунтів основ можуть бути використані різні методи закріплення.

Для ґрунтів з коефіцієнтом фільтрації $K_f > 100$ м/доб. (тріщинуваті скельні породи, гравелісті піски тощо) використовується цементация.

Цементация основ

Цементация – це нагнітання цементного розчину в пори ґрунту зазвичай з $K_f > 100$ м/доб, з метою його ущільнення і скріплення мінеральних часток (окремих блоків).

Для ґрунтів з $K_f = 50 \dots 100$ м/доб (середні і крупні піски) рекомендується для підвищення активності цементу проводити його подрібнення до величини питомої поверхні в $6000 \dots 8000$ см² / г.

Для закріплення пісків з $K_f = 30 \dots 50$ м/доб рекомендується для підвищення активності цементу проводити його подрібнення до величини питомої поверхні – $8000 \dots 10000$ см²/г із застосуванням добавки жирних глин.

Цементацийний розчин за допомогою перфорованого ін'єктора подається в ґрунт під тиском до $0,2 \dots 0,4$ МПа. Використовується, як правило, розчин що закріплює, і має склад:

- цемент + вода (1 : 5) («цементне молоко»);
- цемент + вода + пісок (1: 5: 1).

Історично, вперше в 1922...1923 рр., цементация була застосована при будівництві греблі «Волховстроя». З тих пір цей метод закріплення основ отримав розвиток і в сучасних умовах широко застосовується в основному при посиленні основ споруд, що реконструюються (рис. 7.11).

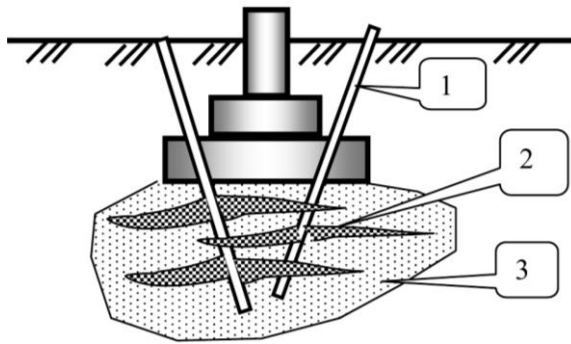


Рис. 7.11. Принципова схема цементної (закріплення) основи під фундаментом споруди, що реконструюється з використанням «манжетної» технології. 1 – ін'єктор; 2 – гідравлічний розрив, заповнений цементним розчином; 3 – закріплений масив основи

Використовуючи «манжетну» технологію при нагнітанні цементного розчину в основу, що закріплюється і надлишковий тиск до 0,4...0,5 МПа, представляється можливим закріплювати дрібні і пилюваті піски з утворенням «гідравлічних розривів» в ґрунті.

Силікатизація основ

Силікатизація – це хімічне закріплення ґрунтів з $K_f = 2...80$ м /доб при нагнітанні в основу розчину кремнієвої кислоти (рідкого скла) $Na_2O \cdot nSiO_2$. При розкладанні в ґрунті кремнієва кислота переходить в стан гелю і зв'язує окремі мінерали. Для прискорення даного хімічного процесу в ґрунт вводять каталізатор – хлористий кальцій ($CaCl_2$). Такий спосіб закріплення ґрунтів отримав назву двофазного (рис. 7.12).

Закріплений ґрунт основи набуває міцність такого порядку:

– пісок – 1,5...3,0 МПа; супісок – 0,5 МПа; лес – 0,8 МПа.

Силікатизація знаходить широке застосування для закріплення пилюватих ґрунтів, задовольняючи вимогам підвищення міцності основ при реконструкції споруд.

Для ґрунтів з $K_f = 0,2...5$ м /доб (пилюваті піски, супіски) використовується однорозчинний метод силікатизації. В цьому випадку ін'єкційний гелетвірний розчин складається з суміші рідкого скла і фосфорної кислоти ($Na_2O \cdot nSiO_2 + H_3PO_4$). Однорозчинний метод силікатизації надає міцність ґрунту порядку 0,3...0,5

МПа. Однак, через відносно велику вартість H_3PO_4 , даний метод закріплення отримав обмежене застосування.

Необхідно відзначити, що для лесових (хімічно активних) ґрунтів, в складі яких містяться солі кальцію (CaSO_4), також використовується однорозчинний метод силікатизації. В цьому випадку в основу, що закріплюють нагнітається лише розчин кремнієвої кислоти (силікату натрію), який, взаємодіючи з солями кальцію, утворює водонерозчинний гель.

У лесових ґрунтах однорозчинний метод силікатизації надає закріпленому ґрунту міцність до 2 МПа.

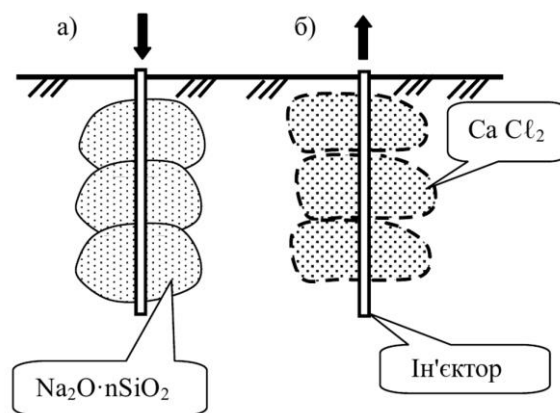


Рис. 7.12. Принципова схема двохрозчинної силікатизації основ:

а – нагнітання рідкого скла при зануренні ін'єктора; б – нагнітання хлористого кальцію при добуванні ін'єктора

Електрохімічне закріплення

Для ґрунтів з $K_{\phi} < 0,1$ м /доб (супіски, суглинки) застосовують електрохімічне закріплення. Електрохімічне закріплення засноване на явищі електроосмосу, яке ще в 1808 році було відкрито професором Ф.Ф. Рейсом. Суть даного явища полягає в тому, що при пропущенні постійного струму через глинистий ґрунт, останній втрачає зв'язну воду, яка отримує переміщення (міграцію) в бік негативного електрода (катода).

При електрохімічному закріпленні до перфорованих труб-електродів подається постійний струм із середньою напругою 70...80 В (рис. 7.13).

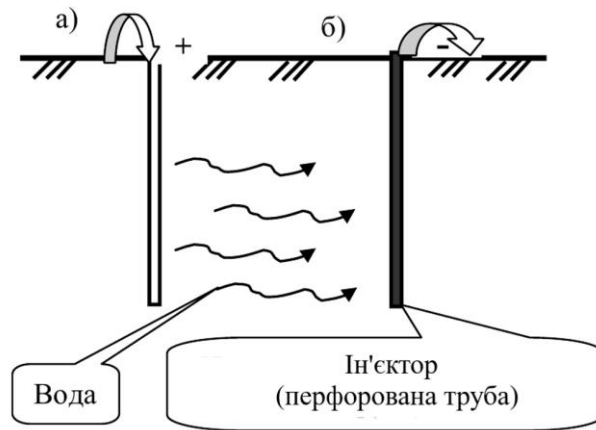


Рис. 7.13. Принципова схема електрохімічного закріплення зв'язного ґрунту: а – ін'єктор-анод із закачуванням CaCl_2 ; б – ін'єктор-катод з відкачуванням вільної води

Вільна вода накопичується близько катода, а потім через перфорований ін'єктор відкачується. Одночасно через ін'єктор-анод подається розчин хлористого кальцію (CaCl_2), який сприяє закріпленню основи. Періодично проводиться зміна полярності.

В результаті проведення подібних робіт в зв'язаному ґрунті зменшується вологість (ґрунт переходить в категорію тугопластичних, напівтвердого стану, з коефіцієнтом фільтрації $K_f < 0,01$ м /добу) і зростає міцність (кут внутрішнього тертя і зчеплення збільшуються до 70%).

Електроосмос

Електроосмос застосовується в водонасичених зв'язаних ґрунтах, а також для попереднього (превентивного) відтавання мерзлих ґрунтів.

Також як і при електрохімічному закріпленні, в основу занурюються електроди: (+) анод у вигляді металевого стержня і (–) катод у вигляді перфорованої труби. При пропущенні постійного струму через глинистий (мерзлий) ґрунт, останній втрачає зв'язну воду, яка отримує переміщення (міграцію) в бік негативного електрода (катода). Вільна вода, що зібралися у катода відкачується через перфоровану електрод-трубу.

Процес закріплення за даною методикою залежить від часу пропускання струму через ґрунт і супроводжується частковим руйнуванням металевого стержня-анода.

В результаті проведення подібних робіт в ґрунті, що закріплюється відбувається:

1. Зменшення вологості.

2. Часткове ущільнення.

Закріплення основи з використанням термічної обробки, бітумізації, глинизації, струменевої (напірної) технології

Термічна обробка ґрунту призначена для усунення просідання лесових основ. Вузька спрямованість даного способу закріплення основи пов'язана з тим, що лесовий ґрунт при температурі близько 400°C практично втрачає свої просадні властивості, перетворюючись в звичайний суглинок. На цьому принципі і ґрунтується методика, що закріплює на рис. 7.14.

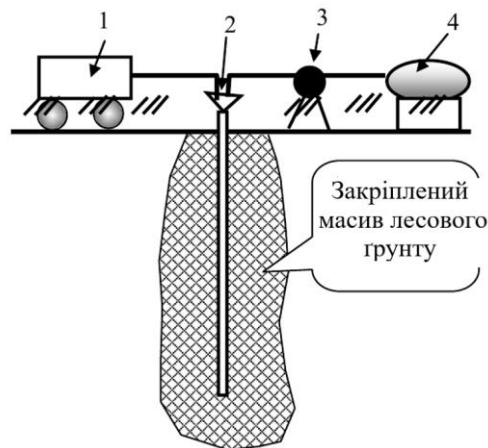


Рис. 7.14. Принципова схема термічного закріплення лесової основи: 1 – компресор; 2 – форсунка; 3 – насос; 4 – ємність для пального

У загальному випадку роботи по термічній обробці лесової основи виконуються в такій послідовності:

1. З поверхні ґрунту пробурюють свердловину;
2. У гирлі свердловини встановлюють форсунку (2);
3. У форсунку подається паливо з резервуара (4) за допомогою насоса (3) і стиснене повітря компресором (1);
4. Запалене полум'я в гирлі свердловини (форсунки) досягає температури $> 1000^{\circ}\text{C}$, яка через стінки свердловини нагріває ґрунт. У масиві лесового ґрунту утворюється стовп обпаленого ґрунту діаметром близько 3 м. Границя закріпленого масиву лесового ґрунту відповідає $t \approx 400^{\circ}\text{C}$.

Міцність обпаленого ґрунту досягає до 1 МПа і залежить від часу термічної обробки.

Бітумізація і глинизація ґрунтових основ використовується в основному для зниження фільтраційних здібностей тріщинуватих і гравелистих ґрунтів.

При бітумізації в пори ґрунту через свердловину-ін'єктор нагнітається або розігрітий бітум ($t \approx 200...220^{\circ}\text{C}$), або холодна бітумна емульсія (60% бітуму + 40% води з емульгатором). У першому випадку необхідно підтримувати високу постійну температуру в свердловині, використовуючи додатковий електрообігрів, що вимагає дотримання підвищених заходів безпеки. У другому випадку в ґрунт необхідно подавати додатковий реагент-коагулятор, який здатний зруйнувати емульсійну плівку і забезпечити зв'язність бітуму з ґрунтом.

При глинизації в пори ґрунту закачують глинисту суспензію. Глинисті частинки, маючи розмір $<0,001$ мм, мають високу проникаючу здатність, а, потрапляючи в пори ґрунту та з'єднуючись з водою, коагулюють, збільшуючись в обсязі, і заповнюють поровий простір. В результаті фільтраційні властивості ґрунтів різко знижуються.

У сучасних умовах розвитку геотехніки широке застосування знаходить метод закріплення ґрунтів основи з використанням струменевої технології.

Закріплення ґрунту за даною технологією полягає в наступному.

У пробурену свердловину опускається спеціальний струменевий монітор, через сопла якого під тиском до 100...150 атм. подаються струмені води. Струмені води розмивають ґрунт, одночасно в розмиту свердловину закачується цементний розчин, який перемішується із залишками ґрунту в свердловині. Закачаний в розмиту свердловину цементний розчин заповнює порожнину, що утворюється, створюючи ґрунтоцементну суміш.

Отриманий ґрунтоцементний стовп (масив) закріпленого ґрунту має достатню міцність і практично водонепроникний, що дозволяє дану технологію розглядати також як протифільтраційну завісу.

Об'єм і якість масиву ґрунту, що закріплюється залежать від тиску розмивного струменя, складу ґрунту і тривалості виконання робіт.

Питання до самоперевірки:

1. Штучне поліпшення ґрунтів основ.
2. На які групи можна розділити методи перетворення будівельних властивостей основ?
3. Які конструктивні заходи поліпшення основ?
4. Методи ущільнення ґрунтів основ.
5. Методи закріплення ґрунтів основ.

ТЕМА 8

ПРОЄКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ

План:

- 8.1. Просадні ґрунти.
- 8.2. Стійкість ґрунтів основ при динамічних впливах.
- 8.3. Фундаменти при динамічних впливах від промислового і господарського обладнання.
- 8.4. Фундаменти при сейсмічних впливах.

8.1. Просадні ґрунти

Проектування фундаментів на просадних ґрунтах слід проводити відповідно до вимог розділу 6.1, ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

Труднощі будівництва споруд на лесових просадних ґрунтах полягає в тому, що після закінчення будівництва, коли осідання фундаментів стабілізується, або після кількох років експлуатації споруд при обводнюванні ґрунтів в основі відбуваються великі і часто нерівномірні деформації, звані *просадками*, в окремих випадках просадки досягають 0,5...1,0 м і більше. При цьому будівлі та споруди відчують надмірні деформації, в результаті чого руйнуються конструкції, і споруди стають непридатними для подальшої експлуатації.

Осідання лесових ґрунтів виникають при одночасному впливі двох чинників: навантажень від споруд і власної ваги ґрунтової товщі, що просідає і замочування при підйомі горизонту підземних вод або за рахунок зовнішніх джерел (атмосферні опади, промислові скиди, витоки тощо).

Основними критеріями є: відносне просідання ε_{sl} , початковий просадний тиск p_{sl} , початкова просадна вологість w_{sl} .

Відносне просідання ε_{sl} визначається за результатами компресійних випробувань і при певному тиску за формулою:

$$\varepsilon_{sl} = (h_{n,p} - h_{sat,p}) / h_{n,g}, \quad (8.1)$$

де $h_{n,p}$ – висота зразка при природній вологості ($w = w_{sat}$), обжатого тиском від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту ($p = \sigma_{zp} + \sigma_{zq}$) при випробуванні в умовах неможливості бокового розширення і розрахунку осідання ґрунту у верхній зоні; при визначенні її в нижній зоні додатково враховується навантаження від сил негативного тертя;

$h_{sat,p}$ – висота того ж зразка ґрунту після пропуску через нього води зі збереженням заданого тиску;

$h_{n,q}$ – висота того ж зразка ґрунту, обжатого природним тиском при природній вологості в умовах неможливості бокового розширення. Ґрунт вважається просадним і якщо $\varepsilon_{sl} \geq 0,01$.

Початковий просадний тиск p_{sl} представляє собою мінімальний тиск, при якому починає проявлятися просадка при повному водонасиченні ґрунту. Початковий просадний тиск при лабораторному випробуванні ґрунту визначається по тиску, при якому відносне просідання $\varepsilon_s = 0,01$.

Проведення такого експерименту дозволяє визначити тип ґрунтових умов по просіданні: I тип – ґрунтові умови, в яких виникає, в основному, просадка від зовнішнього навантаження, а просадка від власної ваги ґрунту не перевищує 5 см; II тип – ґрунтові умови, в яких крім просідання від зовнішнього навантаження можливе просідання від власної ваги ґрунту понад 5 см. Тип ґрунтових умов можна визначити також на основі лабораторних випробувань в компресійних приладах з замочуванням ґрунту і наступним розрахунком осідання від власної ваги за формулою (8.1).

Початкова просадна вологість w_{sl} розглядається як мінімальна вологість, при якій виявляються просадні властивості ґрунтів.

Товщину зони просідання ґрунту h_{sl} приймають рівною (рис. 8.1):

1) товщині верхньої зони просідання товщі $S_{sl,p}$ при визначенні осідання ґрунту від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$ (6.1.4), при цьому нижня межа зазначеної зони відповідає глибині, де $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zq} = p_{sl}$ (рис. 8.1 а,б) або глибині, де значення σ_z мінімальне, якщо $\sigma_{z,min} > p_{sl}$ (рис. 8.1, в);

2) товщині нижньої зони просідання товщі $h_{sl,g}$, при визначенні осідання ґрунту від власної ваги $S_{sl,g}$, тобто починаючи з глибини z_g , де $\sigma_z = p_{sl}$ або значення σ_z мінімальне, якщо $\sigma_{z,min} > p_{sl}$, і до нижньої межі товщі, що просідає.

Основні принципи проєктування лесових ґрунтів

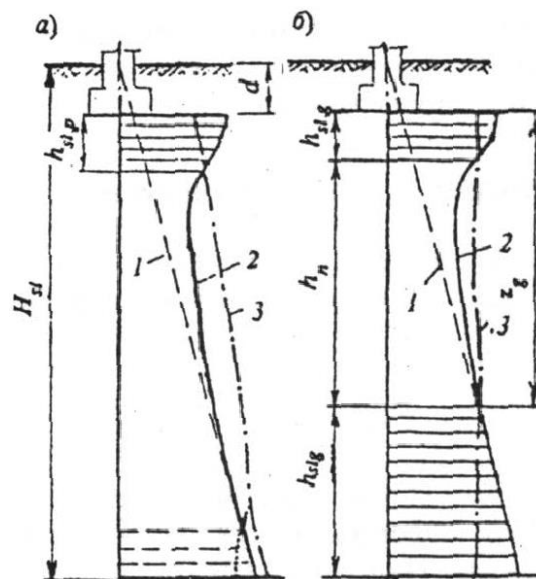
Проектування фундаментів проводиться в два етапи:

- 1) визначення розмірів фундаментів з умов розрахунку за деформаціями;
- 2) призначення заходів, що виключають шкідливий вплив можливих просідань на стійкість будівель і споруд.

Загальна схема визначення розмірів фундаментів на просадних ґрунтах у відкритих котлованах не відрізняється від загальноприйнятої методики розрахунку фундаментів на звичайних ґрунтах і має свої специфічні особливості.

Розрахунковий опір при можливому замочуванні ґрунтів, що просідають, визначається за значенням кутів внутрішнього тертя і питомого зчеплення, визначених в умовах повного водонасичення ґрунту.

При застосуванні комплексу водозахисних і конструктивних заходів розрахунковий опір визначається за значенням кутів внутрішнього тертя і питомого зчеплення, визначених при сталій вологості ґрунту.



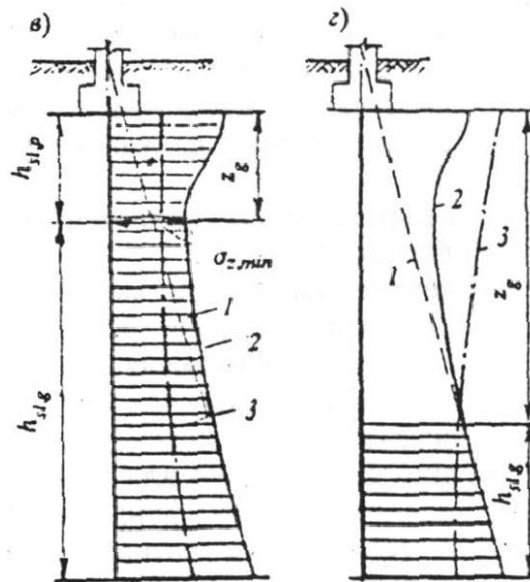


Рис. 8.1. Схеми до розрахунку просідань основи: а – просадка від власної ваги $S_{sl,g}$ відсутня, можлива тільки просадка від зовнішнього навантаження $S_{sl,p}$ у верхній зоні просідання $h_{sl,p}$; б, в, г – можливе просідання від власної ваги $S_{sl,g}$ в нижній зоні просідання $h_{sl,g}$, починаючи з глибини z_g ; б – верхня і нижня зони просідання не зливаються, наявна нейтральна зона h_n ; в – верхня і нижня зони просідання зливаються; г – просадка від зовнішнього навантаження відсутня; 1 – вертикальні напруження від власної ваги ґрунту σ_{zq} ; 2 – сумарні вертикальні напруження від зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту $\sigma_z = \sigma_{zp} + \sigma_{zq}$; 3 – зміна з глибиною початкового просадного тиску p_{sl} ; H_{sl} – товщина шару просадних ґрунтів (просадна товща); d – глибина закладання фундаменту

Сумарна вертикальна деформація s складається з двох величин:

$$s = s_0 + s_{sl}, \quad (8.2)$$

де s_0 – осідання фундаменту, яке визначається як для звичайних непросадних ґрунтів;

s_{sl} – просадка ґрунту від навантаження фундаментів і власної ваги ґрунтів при замочуванні:

$$s_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}, \quad (8.3)$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносне просідання, яке визначається для кожного шару просадного ґрунту;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

n – число шарів, на яке розбивається зона просадки h_{sl} . Вона визначається товщиною верхньої зони просідання при розрахунку просідання від зовнішнього навантаження або товщини зони при визначенні осідання ґрунту від власної ваги;
 $k_{sl,i}$ – коефіцієнт, що дорівнює одиниці для фундаментів шириною 12 м і більше.
При ширині фундаменту $b \leq 3$ м його значення визначається за формулою:

$$k_{sl,i} = 0,5 + 1,5 \frac{p - p_{sli}}{p_0}, \quad (8.4)$$

де p – середній тиск під подошвою фундаменту, кПа;

p_{sli} – початковий просадний тиск, МПа;

p_0 – тиск, що дорівнює 0,10 МПа.

При **проміжних** значеннях ширини подошви фундаменту ($3 \text{ м} < b < 12 \text{ м}$) значення коефіцієнта k_{sl} , і визначається за інтерполяцією. Підсумовування просадки по формулі виконується в межах просідання ґрунтів при неповному водонасиченні і замочуванні частини основи під фундаментом. Ці розрахунки мають порівняно невисоку точність, тому найчастіше просідання основи розраховується при повному замочуванні ґрунтів основи.

Усунення просідання лесових ґрунтів:

- попереднє замочування лесових ґрунтів;
- поверхневе ущільнення ґрунтів;
- глибинне ущільнення лесу ґрунтовими палями;
- влаштування ґрунтових подушок;
- силікатизація ґрунтів;
- термічна обробка ґрунту.

Проектування пальових фундаментів на просадних ґрунтах слід проводити відповідно до вимог розділу 9, ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд».

8.2. Стійкість ґрунтів основ при динамічних впливах

Джерела коливань ґрунту. Основними джерелами коливань є: робота стаціонарно встановлених неврівноважених машин і механізмів, рух різних видів транспорту, механізоване виконання будівельних робіт, вибухові роботи, сейсмічні впливи, пориви вітру, удари хвиль.

Велика частина джерел коливань характеризується ударним впливом. Одиночний ударний імпульс викликає вільні коливання системи «ґрунт-споруда», періодичні імпульси – вимушені коливання. У міру поширення коливань в ґрунті відбувається їх згасання, яке прийнято оцінювати коефіцієнтом відносного демпфірування.

Характер і інтенсивність коливань при русі транспорту залежить від стану дорожнього покриття або залізничного шляху.

Значні коливання виникають в ґрунті при виконанні будівельних робіт (забивання паль, шпунта, застосування шар-або клин-молота для розробки мерзлого ґрунту або руйнування старих фундаментів). Такі коливання не тільки неприємні для мешканців, що проживають в сусідніх будинках, але можуть призводити до додаткового осідання будівель, в результаті чого в конструкціях з'являються тріщини, відбуваються вивали цегли, перемичок і збірних елементів, що мають малу глибину опор. Зазвичай допускається забивати палі не ближче 20 м від існуючих будівель.

Найбільшу, а головне постійну, неприємність доставляє робота неврівноважених машин і механізмів, які передають коливання через ґрунт на значні відстані. Таке вібраційне навантаження навіть порівняно невеликої інтенсивності іноді може викликати значні коливання окремих конструкцій і навіть всієї споруди. Це пояснюється виникненням явища *резонансу* при збігу частоти вимушених коливань з частотою власних коливань цих конструкцій або всієї споруди.

Явища, що відбуваються в ґрунті при динамічних впливах. Відомо, що наявність в будь-якому суцільному середовищі джерело коливань викликає

виникнення навколо нього поздовжніх і поперечних хвиль. Будівельників ці хвилі цікавлять, зокрема, щодо їх поширення в ґрунтовому середовищі.

В межах масиву ґрунту і скельних порід імпульсне джерело коливань викликає виникнення поздовжніх хвиль (стиснення і розтягування), що створюють коливання частинок середовища в напрямку поширення хвиль і поперечних хвиль, або хвиль зсуву, що створюють коливання частинок середовища в напрямку, перпендикулярному напрямку поширення хвиль. Крім того, виникають поверхневі хвилі, що переміщуються паралельно поверхні землі переважно в поверхневому шарі. Такі хвилі іноді називають *хвилями Релея*. Отже, в якості одного з явищ, що відбуваються в ґрунті при динамічних впливах, можна відзначити поширення хвиль від джерел коливань.

Якби ґрунти були ідеально пружними тілами, то хвилі від джерел коливань поширювалися б в них на значну відстань. Однак, як показують експерименти, коливання ґрунту в міру віддалення від джерела коливань загасають. Найбільш інтенсивне затухання коливань спостерігається в сухих і ґрунтах з незначною вологістю. При насичених водою пілувато-глинистих ґрунтах процес загасання значно слабше, і хвилі можуть поширюватися на великі відстані. Інтенсивність загасання коливань залежить також від частоти вимушених коливань: при високій частоті загасання коливань відбувається інтенсивніше.

Результатом передачі ґрунтом коливань на спорудження є коливальні рухи окремих конструкцій і споруди в цілому. У більшості випадків ці коливання незначні. Амплітуда їх вимірюється мікронами і навіть частками мікрона. Однак людський організм гостро сприймає такі коливання і болісно реагує на них. Якщо ж окрема конструкція або споруда переходить резонанс, то виникають значні коливання, амплітуда яких може досягати декількох міліметрів. При коливаннях конструкцій з амплітудою навіть в десяті частки міліметра створюються умови, неприпустимі для організму людини. Це необхідно враховувати при проектуванні фундаментів джерел коливань, зокрема фундаментів під машини.

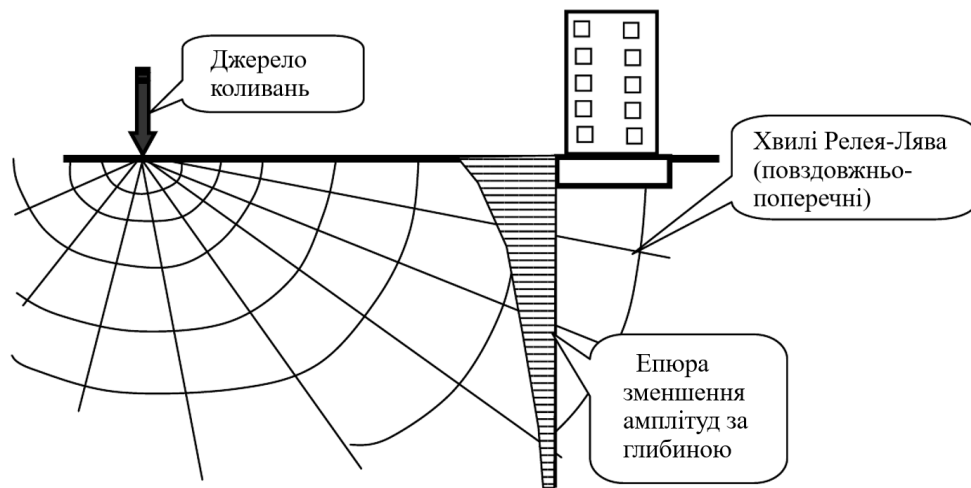


Рис. 8.2. Поширення коливань в масиві ґрунту

Раніше вже відзначалася здатність пісків ущільнюватися при динамічних впливах. При певній їх інтенсивності можливі небажані наслідки у вигляді додаткового осідання фундаментів. Ущільнення ґрунту при постійній інтенсивності динамічних впливів носить затухаючий характер. Фундаменти, розташовані на неоднаковій відстані від джерела коливань, отримуватимуть різну осадку.

Крім того, коливання викликають в ґрунті напруження, які разом з напруженнями від статичних навантажень можуть привести до збільшення зон зрушень під існуючими фундаментами і викликати додаткові осідання внаслідок видавлювання ґрунту з цих зон в сторони. Нарешті, при певній інтенсивності динамічних дій відбувається розрідження насичених водою пісків. Це явище нерідко призводить до повної втрати стійкості ґрунту основи. У такому випадку можливі провальні осідання споруд.

8.3. Фундаменти при динамічних впливах від промислового і господарського обладнання

Проектування фундаментів при динамічних впливах від промислового і господарського обладнання слід проводити відповідно до вимог «Фундаменти машин з динамічними навантаженнями. СНиП 2.02.05-87».

Джерела коливань. Основними джерелами коливань фундаментів і навколишнього ґрунту є: робота стаціонарно встановлених машин і механізмів промислового або господарського обладнання, рух різних видів транспорту, виконання деяких будівельних робіт, вибухові роботи, сейсмічні впливи, пульсація вітрового потоку тощо.

Частина джерел динамічних навантажень характеризується ударними впливами. Одиночний ударний імпульс викликає вільні коливання системи «фундамент-ґрунт» на відміну від вимушених коливань, створюваних зовнішнім навантаженням, що періодично змінюються.

Типи машин. Використовувані в якості промислового обладнання машини можна розділити на дві основні категорії: періодичної і неперіодичної дії.

Машини періодичної дії поділяють на три типи: з рівномірним обертанням (турбогенератори, ротори, електродвигуни та ін.); з рівномірним обертанням, пов'язаним зі зворотно-поступальним рухом, переданим через кривошипно-шатунні механізми (двигуни внутрішнього згоряння, компресори, лісопильні рами та ін.); зі зворотно-поступальним рухом, пов'язаним з подальшими один за одним ударами (віброударні і струшувальні машини).

Машини неперіодичної дії поділяють також на три категорії: з нерівномірним обертанням або зворотно-поступальним рухом (штампувальні і кувальні молоти, копрові пристрої та ін.); передають на фундамент випадкові навантаження (млинові установки).

До фундаментів під машини промислового і господарського обладнання висувають такі вимоги: зручне розміщення і надійне кріплення машини; виключення неприпустимих деформацій, осадок і вібрацій, які порушують нормальну експлуатацію обладнання і роботу обслуговуючого персоналу; забезпечення міцності, стійкості і витривалості елементів фундаменту; недопущення передачі значних коливань через ґрунти основ з метою запобігання порушенню нормальної експлуатаційної придатності будівель, в яких розміщено обладнання, і сусідніх будівель і споруд, що виражається в надмірному прояві вібрацій і нерівномірних осідань фундаментів, що призводять в деяких випадках до

руйнування несучих і огорожувальних конструкцій. Це пояснюється резонансом, що виникає при збігу частоти коливань неврівноважених машин і механізмів з частотою власних коливань цих конструкцій або всієї споруди.

Фундаменти проектуються з умови обмеження амплітуди коливання системи **машина + фундамент**.

$$A \leq A_{\text{доп}}, \quad (8.5)$$

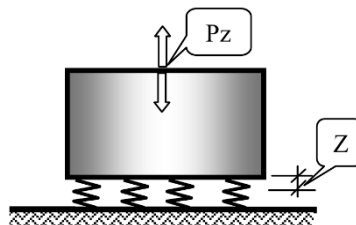
$A_{\text{доп}} = 0,1 - 0,3$ мм – гранично допустимі амплітуди коливань призначаються в залежності від виду машини, її обслуговування, можливості безпечної роботи людини.

У першому наближенні, за умови поєднання центру ваги фундаменту і машини, дану систему можна прийняти за одну матеріальну точку. Тоді в плоскій постановці дана система буде мати три види коливань:

– вертикальне; горизонтальне і обертальне.

а) Якщо визначальними є *вертикальні коливання*, то диференціальне рівняння коливань може бути записано таким чином:

$$mZ'' + P_z = 0. \quad (8.6)$$



При вирішенні даного рівняння отримаємо амплітуду вертикальних коливань:

$$A_z = \frac{P_z}{K_z - m\omega^2}, \quad (8.7)$$

де P_z – вертикальна складова сил, що збурюють;

K_z – коефіцієнт жорсткості основи при пружному рівномірному стисканні, т/м;

$$K_z = C_z \cdot F;$$

C_z – коефіцієнт пружного рівномірного стиску, т/м³;

m – маса фундаменту і машини, т;

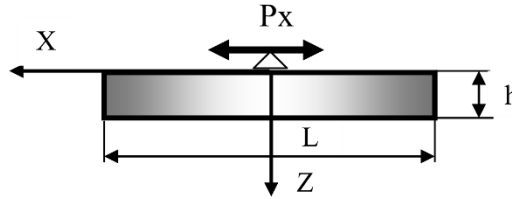
ω – кутова швидкість (частота), рад./с.

б) При горизонтальній силі, що збурюється (в разі низького фундаменту, $L/h > 3$), будемо мати:

$$A_x = \frac{P_x}{K_x - m\omega^2}, \quad (8.8)$$

де $K_x = C_x \cdot F$ – коефіцієнт жорсткості основи при зсуві фундаменту по підшві;

$C_x = 0,7 \cdot C_z$ – коефіцієнт пружного рівномірного зсуву.



в) При горизонтальній силі, що збурюється (в разі високого фундаменту $L/h < 2$), матимемо:

$$A_\varphi = \frac{M}{K_\varphi - Q\omega^2}; \quad K_\varphi = C_\varphi \cdot I; \quad C_\varphi = 2 \cdot C_z, \quad (8.9)$$

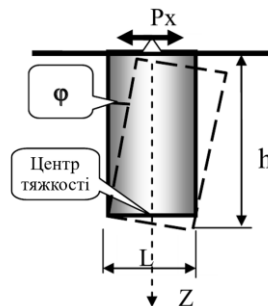
де K_φ – коефіцієнт жорсткості основи при пружному повороті;

I – момент інерції підшви фундаменту;

Q – момент інерції маси фундаменту і машини;

M – момент, що збурює щодо центра ваги;

A_z, A_x, A_φ – амплітуди, відповідно вертикальних, горизонтальних і обертальних коливань (повороту).



Таким чином, динамічні дії на ґрунти викликають: поширення хвиль з загасанням їх у міру віддалення від джерела коливань; явище резонансу в окремих конструкціях і спорудах при збігу частот вільних і вимушених коливань; ущільнення незв'язних ґрунтів; зміна напруженого стану ґрунтів, яке може викликати розвиток зон зрушень і навіть загальну втрату стійкості ґрунтів в основі;

розрідження незв'язних ґрунтів, насичених водою, з перетворенням їх у важку рідину.

8.4. Фундаменти при сейсмічних впливах

Проектування фундаментів при сейсмічних діях належить проводити відповідно до вимог ДБН В.1.1-12:2025 «Будівництво у сейсмічних районах. Основні положення».

Сейсмічні дії на фундамент обумовлені землетрусами, що відбуваються в результаті тектонічних розломів в земній корі. Від гіпоцентра у всіх напрямках поширюються пружні коливання, що характеризуються сейсмічними хвилями (поздовжніми, поперечними і поверхневими). Сейсмічні дії викликають коливання будівель і споруд, які призводять до появи в елементах надземних конструкцій сил інерції. На величину останніх вирішальний вплив справляє інтенсивність землетрусу, яка вимірюється балами.

Сейсмічні дії, як і будь-які динамічного характеру навантаження на основи, призводять до зміни властивостей ґрунтів: збільшується стисливість, особливо незв'язних ґрунтів; зменшується їх граничний опір зрушенню, внаслідок викликаного вібрацією зменшення тертя між частинками. Імпульсні дії середньої величини можуть викликати додаткові осідання і просадки основ, а імпульси значної величини – руйнування структури ґрунтів, зменшення їх міцності, втрату стійкості основ. При певних умовах може відбуватися розрідження водонасичених піщаних основ, що приводить до повного вичерпання їх несучої здатності. Ці зміни будівельних властивостей ґрунтів і специфічний характер взаємодії споруди з основою визначають особливості проектування фундаментів в умовах сейсмічних впливів.

Вся територія України поділена на окремі райони по сейсмічності, але навіть в межах одного району сейсмічність може бути різною в залежності від ґрунтових умов.

У деяких районах виконано мікросейсмування (підвищення або зниження сейсмічності на 1 бал).

Сейсмічність майданчика в залежності від категорії ґрунту наведена в табл. 8.1. Сейсмічні дії при проєктуванні враховуються при інтенсивності сейсмічних коливань 7, 8 і 9 балів. При інтенсивності понад 9 балів будівництво можливо тільки з дозволу спеціалізованих органів відповідно до затверджених вимог.

За сейсмічними властивостями ґрунти поділяються на три категорії:

Таблиця 8.1

Категорія ґрунту за сейсмічними властивостями	Сейсмічність майданчика будівництва, бали при сейсмічності району		
	7	8	9
I	6	7	8
II	7	8	9
III	8	9	9

I категорія: скельні ґрунти всіх видів; невивітрілі і слабковивітріні; великоуламкові ґрунти щільні маловологі з магматичних порід, що містять до 30% піщано-глинистого заповнювача; вивітрілі і сильновивітріні скельні і нескельні мерзлі ґрунти при температурі – 2°C і нижче при будівництві та експлуатації за принципом 1 (збереження ґрунтів основи в мерзлому стані);

II категорія: скельні ґрунти вивітрілі і сильновивітріні; крупно-уламкові ґрунти (за винятком віднесених до I категорії); піски гравійні, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності маловологі і вологі; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності вологі; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e < 0,9$ для глин і суглинків, та $e < 0,7$ для супісків; а також мерзлих при температурі вище – 2°C при будівництві та експлуатації за принципом 1;

III категорія: піски рихлі незалежно від вологості та крупності; піски гравійні, великі, середньої крупності щільні та середньої щільності водонасичені; піски дрібні та пилюваті щільні та середньої щільності, вологі та водонасичені; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,5$; глинисті ґрунти з показником текучості $I_L \leq 0,5$ при коефіцієнті пористості $e \geq 0,9$ для глин і суглинків та $e \geq 0,7$ – для супісків.

При неоднорідному складі ґрунти майданчика будівництва відносяться до найбільш несприятливої категорії ґрунту за сейсмічними властивостями, якщо в межах 10-метрової товщі ґрунту (відлік від планувальної відмітки) шар, що відноситься до цієї категорії, має сумарну товщину більше 5 м.

Розрахунок фундаментних конструкцій і їх основ виконують на основне і особливе сполучення навантажень, причому останнім обов'язково включається сейсмічне навантаження. Розрахункове сейсмічне навантаження отримують в результаті динамічного розрахунку всієї будівлі на коливання і прикладають в точках розташування мас елементів конструкцій.

При динамічному розрахунку враховують масу окремих елементів будівлі, сейсмічність району, форми власних коливань, особливості коливань споруди, тип ґрунтових умов, конструктивне рішення споруди і характер пошкоджень і дефектів, що допускаються. Після отримання сейсмічних навантажень на підставі принципу Д'аламбера проводять статичний розрахунок конструкцій будівлі в припущенні спільної дії сейсмічного і статичного навантаження.

Додаткові горизонтальні нормальні і дотичні напруження, що виникають в основі при проходженні сейсмічних хвиль, визначають за формулами:

$$\sigma = \pm \frac{1}{2\pi} \cdot k_c \cdot \gamma \cdot C_p \cdot T_0; \quad \tau = \pm \frac{1}{2\pi} \cdot k_c \cdot \gamma \cdot C_s \cdot T_0, \quad (8.10)$$

де k_c – коефіцієнт сейсмічності (при 7 балах $k_c = 0,025$; при 8 балах – $0,05$ і при 9 балах – $0,1$);

γ – питома вага ґрунту;

C_p і C_s – відповідно швидкості поширення поздовжніх і поперечних сейсмічних хвиль; $T_0 = 0,5$ – період швидкості сейсмічних коливань, с.

Сейсмічні інерційні навантаження, що діють на фундамент під час землетрусу, визначають за формулою

$$S_{ik} = G_k \gamma_n \cdot k_c \cdot \beta_i^0 \cdot \eta_{ik}, \quad (8.11)$$

де G_k – вага елемента споруди, віднесена до вузлової точки k ;

γ_n – коефіцієнт, що залежить від класу споруди (приймається в межах $1 \dots 1,5$);

β_i^0 – коефіцієнт динамічності;

η_{ik} – коефіцієнт, що враховує форму коливань.

При проєктуванні і будівництві в сейсмічних районах глибину закладення фундаментів в ґрунтах I і II категорій призначають як для несейсмічних районів, але не менше 1 м; ґрунти III категорії вимагають попереднього штучного поліпшення.

Фундаменти будівель і їх окремих відсіків рекомендується закладати на одному рівні з метою уникнення зміни частоти власних коливань. У будівлях підвищеної поверховості слід збільшувати глибину закладення за допомогою пристрою додаткових підземних поверхів.

При проходженні сейсмічних хвиль поверхня ґрунту може відчувати розтягування і стиснення в різних напрямках, що може викликати зрушення фундаментів відносно один до одного, тому для виключення зрушення і стійкості фундаментів рекомендується зводити суцільні плитні фундаменти або безперервні фундаменти з перехресних стрічок (рис. 8.3, а), що влаштовуються в збірному або монолітному варіанті. Для посилення збірних фундаментів по верху подушки укладають арматурні сітки і влаштовують перев'язку блоків в кутах і перетинах, а при сейсмічності 9 балів армують все сполучення стін підвалів. Фундаменти каркасних будинків допускається встановлювати на окремі фундаменти, які з'єднуються один з одним залізобетонними вставками (рис. 8.3, б).

Для запобігання зрушення будівлі по обрізу фундаменту гідроізоляцію стін необхідно виконувати у вигляді цементного шару. Застосування гідроізоляції на бітумній основі не дозволяється.

При використанні пальових фундаментів необхідне жорстке закладення паль у безперервний ростверк для сприйняття горизонтальних зусиль, що виникають при землетрусах, при цьому слід прагнути спирати нижні кінці паль на щільні ґрунти. Вплив сейсмічних впливів на роботу пальових фундаментів враховують за допомогою понижуючих коефіцієнтів умов роботи, при розрахунку несучої здатності основи по боковій поверхні і під вістрям палі.

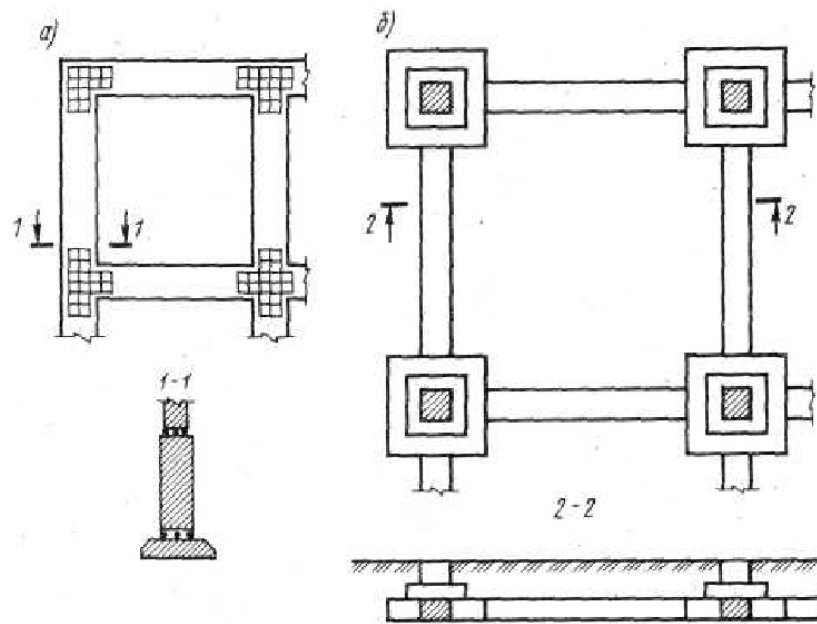


Рис. 8.3. Схеми фундаментів в сейсмічних районах

а – фундаменти з перехресних стрічок; б – фундаменти із залізобетонними вставками

Найбільш несприятливими основами є водонасичені піски, здатні розріджувати в умовах сейсмічних впливів і приводити до провальних осідань будівель, тому їх слід використовувати в якості основ тільки після попереднього ущільнення вібрацією, піщаними палями або яким-небудь іншим способом.

Проектування і влаштування фундаментів з урахуванням сейсмічних впливів гарантують збереження споруди за умови, якщо і надземну частину будівлі зведено з урахуванням даних впливів.

Питання до самоперевірки:

1. Які ґрунти відносяться до просадних?
2. В чому полягають труднощі зведення будівель і споруд на просадних ґрунтах?
3. Стійкість ґрунтів основ при динамічних впливах.
4. Фундаменти при динамічних впливах від промислового і господарського обладнання.
5. Стійкість фундаментів при сейсмічних впливах?

ТЕМА 9

ОБСТЕЖЕННЯ І ПОСИЛЕННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ.

План:

9.1. Обстеження основ і фундаментів.

9.2. Можливості збільшення навантажень, переданих на фундаменти без їх посилення.

9.3. Методи посилення фундаментів і основ.

9.1. Обстеження основ і фундаментів

Фундаменти будівель являють собою конструкції, що мало зношуються і при нормальному виконанні та експлуатації термін їх служби перевищує термін служби верхньої будови.

Однак при проведенні реконструкції, ремонтних робіт та реставрації будівель і споруд старої споруди, діючих підприємств та виробництв, одним із головних завдань, що стоять перед будівельниками, є визначення стану існуючих несучих конструкцій, здатність їх сприймати діючі і додаткові, що виникають в ході реконструкції навантаження і, в кінцевому рахунку, вибір, у разі потреби, способу їх посилення.

Також в процесі експлуатації будівель і споруд, у багатьох випадках відбуваються деформації несучих конструкцій, що викликаються різними причинами. Однією з найбільш поширених причин деформацій є нерівномірні осідання, які, в свою чергу, викликають деформації і руйнування несучих конструкцій – стін, колон, перекриттів, арок, перемичок віконних і дверних прорізів та ін. Нерівномірні осідання будівель і споруд можуть бути викликані багатьма факторами. У зв'язку з цим однією з основних проблем, що вирішуються при реконструкції будівель, є вибір оптимального способу підсилення основ і фундаментів.

Для будівель і споруд, що знаходяться в аварійному стані, дуже важливим є з'ясувати причини, що викликають їх руйнування. З цією метою проводиться обстеження, яке повинно встановити:

- конструкцію і конструктивні розміри будівлі;
- характер і величину накопичених деформацій будівлі і його конструктивних елементів;
- знос і залишкову міцність матеріалів конструкцій;
- залягання, міцності і деформаційні властивості ґрунтів основи і їх зміна за період будівництва та експлуатації;
- історію розвитку деформацій;
- категорію зносу будівлі.

Перераховані завдання вирішуються наступними способами.

Конструкція, конструктивні розміри і конструкційні матеріали будівлі встановлюються за проектними матеріалами початкового будівництва і старими реконструкціями. При відсутності або неповноті проектних матеріалів виконується обмір конструкцій і приміщень, в міру необхідності виконується розкриття перекриттів, оголення арматури залізобетонних елементів, відкопування шурфів для обстеження фундаментів.

Характер і величина накопичених деформацій будівлі і його конструктивних елементів встановлюються шляхом візуального огляду фасадів і внутрішніх приміщень з зарисовкою і фотофіксацією тріщин, викривлень форми і положення конструктивних елементів. Для вимірювання прогину балок, нахилу стін, підлог використовуються нівелювання, тахеометрія. Цінну інформацію про деформації протяжних будівель може дати нівелювання спочатку горизонтальних ліній, наприклад, верху цоколя або низу віконних прорізів першого поверху.

Знос і залишкова міцність матеріалів конструкцій встановлюється прямими і непрямыми методами: відбираються зразки цегли, розчину, інших матеріалів для лабораторних випробувань. Розкривається арматура залізобетонних елементів, і вимірюється зміна її перетину внаслідок корозії. Міцність матеріалів в конструкціях визначається неруйнівними ударними і ультразвуковими методами.

Залягання, міцності і деформаційні властивості ґрунтів основи, рівень і склад підземних вод до початку будівництва встановлюються за матеріалами інженерно-геологічних вишукувань, на підставі яких виконувався проект. Зміна властивостей

за період будівництва та експлуатації встановлюється в процесі обстеження: проводяться лабораторні аналізи і випробування зразків ґрунтів, відібраних з шурфів, свердловин. Корисним може виявитися статичне зондування ґрунтової товщі. Для оцінки стану ґрунтів до глибини 1,5...2,0 м поблизу фундаменту або під його підпошковою, особливо при роботі в шурфі або в підвалі, зручно використовувати ручний динамічний зонд. Виконання цього розділу обстеження повинно встановити вид і властивості ґрунтів під фундаментами будівлі, перш за все – під тими, які отримали деформації.

Історія розвитку деформацій, якщо такі мали місце, з'ясовується за матеріалами експлуатаційних служб і за опитуванням свідків. Слід з'ясувати хронологічний зв'язок появи деформацій з впливами на ґрунтову основу: зазвичай деформації пов'язані з періодом будівництва, надбудовою, аварійними протіканнями водопроводу або системи опалення, близьким новим будівництвом.

Категорія зносу будівлі встановлюється за матеріалами виконаного обстеження. Категорія зносу може встановлюватися відповідно до положень ДСТУ 9273:2024 «Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість.».

На підставі матеріалів обстеження виконується геотехнічний аналіз ситуації, в якій виявляються причини і механізм появи деформацій, дається прогноз їх розвитку в подальшому, робиться висновок про необхідність посилення фундаментних конструкцій і верхньої будови, даються передпроектні рекомендації щодо способів посилення і з моніторингу – спостереженнями за змінними параметрами (навантаженнями, рівнем ґрунтових вод, осіданнями, розкриттям тріщин тощо).

9.2. Можливості збільшення навантажень, переданих на фундаменти без їх посилення

Реконструкція різних будівель і споруд часто призводить до збільшення тиску, що передаються фундаментами на основу. Однак навіть в тому випадку, коли тиски

перевищують розрахункові, визначені свого часу при проєктуванні даної будівлі і споруди, це не завжди вимагає посилення фундаментів.

Прийняті в деяких країнах значення допустимих тисків на ґрунти в деяких випадках на 30...40% вище, що вказує на можливі наявні резерви.

Можливо, підвищення допустимого тиску на 20% при осіданнях менше 40% від гранично допустимих.

Значення R за ДБН В.2.1-10:2018 «Основи і фундаменти будівель та споруд» залежить від коефіцієнта γ_{c2} , який в свою чергу залежить від співвідношення довжини до висоти будівлі або споруди L/H . Зміна цього відношення може дати підвищення тиску на 10...20%.

Також під час тривалої експлуатації будівель і споруд основи зазнають різні зміни. Роботу основи під дією тривалих навантажень від споруд було б неправильно характеризувати одним лише процесом ущільнення ґрунту, зовні виявляється у вигляді осідання споруди. Поряд з ущільненням ґрунту в основі відбуваються і більш складні явища, що призводять до зміни характеристик міцності властивостей ґрунту. Встановлено, що всі процеси в основі як якісно, так і кількісно залежать від часу дії навантаження, її інтенсивності і ряду інших чинників.

У 30-ті роки працювала постійна комісія з вивчення можливості підвищення тиску на ґрунти в залежності від терміну служби споруди. Практика роботи комісії дозволила зробити висновок, що підвищення навантажень можливо для глинистих ґрунтів – на 20...30%, пісків середньої крупності – на 40...60% і великих пісків – до 100%.

З 1947 року в транспортному будівництві допускалося збільшувати тиск на фундаменти до 25%, якщо вони прослужили не менше 20 років і не мають дефектів. Також дозволялося підвищувати допустимий тиск на ґрунт під існуючими фундаментами до 20% при достатній їх міцності.

У 1974 і 1983 рр. конкретних рекомендацій щодо збільшення можливого розрахункового тиску на ґрунти основ експлуатованих будівель не дається. У той же час успішний досвід надбудов без підсилення фундаментів і штучного

зміцнення ґрунтів основи показує, що тиск на ґрунти основ майже завжди можна підвищувати і при цьому в дуже істотних межах.

Для попередніх розрахунків, що визначають можливість надбудови будівель, новий допустимий тиск на ущільнені ґрунти основи R' Є.В. Поляков (1972 р) і В.К. Соколов рекомендують визначати за формулою:

$$R' = kR^H, \quad (9.1)$$

де R^H – нормативний (розрахунковий) опір ґрунту основи, який визначається як для нового будівництва, МПа;

k – коефіцієнт збільшення опору ґрунту, що залежить від ставлення p_0/R^H (тут p_0 – фактичний тиск на ґрунти основ до надбудови, МПа), k приймається від 1 до 1,5 тим більше, чим більше співвідношення p_0/R^H .

Коефіцієнт збільшення опору ґрунту k застосовується при наступних умовах:

- термін служби будівлі, що надбудовується не менше трьох років – для піщаних ґрунтів, п'ять років – для супісків і суглинків та вісім років – для глин;
- будівля не повинна мати тріщин, деформацій і інших показників нерівномірного осідання.

Дещо інша формула приведена професором П.А. Коноваловим. При тривалій експлуатації допустимий новий тиск на ґрунти основ існуючих фундаментів розраховують за формулою:

$$R' = R^H \cdot m \cdot k, \quad (9.2)$$

де R^H – розрахунковий опір, знайдений як для нового будівництва;

m – коефіцієнт, що враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів основ за період експлуатації будівлі;

k – коефіцієнт, який визначається відношенням розрахункового осідання при тиску, рівному розрахунковому S_K до гранично допустимого осідання $S_{np\ cr}$.

Коефіцієнт m залежить від відношення тиску на основу до надбудови P_0 до розрахункового опору R . При P_0/R більше 80%, $m = 1,3$, при 70...80% – 1,15, менше 70% – 1. Коефіцієнт k приймається по таблиці 9.1.

Таблиця 9.1

Ґрунти	Значення коефіцієнта
піски крупні та середньої крупності	1,4
піски дрібні	1,2
піски пилюваті	1,1
Пилувато-глинисті:	
$I_L \leq 0$	1,2
$I_L \leq 0,5$ (при терміні експлуатації більше 15 років)	1,1

9.3. Методи посилення фундаментів і основ

Всі прийоми посилення основ і фундаментів можна поділити на три групи: 1) зміна умов передачі тиску на ґрунт; 2) збільшення міцності кладки фундаменту; 3) збільшення міцності і зменшення деформативності ґрунтів в основі.

Ін'єкційне зміцнення бутових фундаментів

Застосовується для відновлення зв'язності кладки фундаменту. В першу чергу на ділянці поверхні фундаментів вище поверхні ґрунту розчищаються шви бутової кладки і зачеканюють високомарочним піщано-цементним розчином. Потім в тілі фундаменту з кроком 1,2 ... 2,5 м пробурюють шпури першої черги (рис. 9.1).

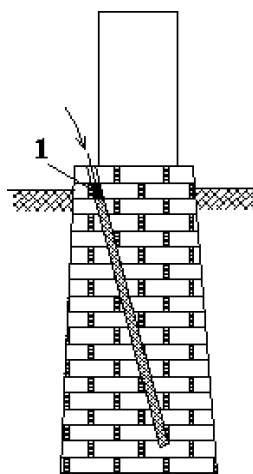


Рис. 9.1. Ін'єкційне зміцнення бутової кладки фундаменту: 1 – пакер

Зазвичай для буріння використовуються пневматичні перфоратори. У шпур вводиться ін'єктор з розпірним пакером в гирлової частини шпуру і подається

цементний розчин текучої консистенції з водоцементним відношенням $v/c \sim 0,6/1$. При використанні пластифікуючих добавок водо-цементне відношення може бути знижено до $v/c \sim 0,4/1$. Подача розчину триває до його появи в гирлі сусіднього шпуру або при підйомі тиску до $0,2...0,3$ МПа.

Після ін'єктування шпурів першої черги в проміжках між ними пробурюються такі ж шпури другої черги і ін'єкції проводять в тому ж порядку.

Збільшення опорної площі фундаменту

Популярні схеми збільшення опорної площі фундаментів зображені на рис. 9.2.

Схема *а* передає навантаження від стіни 1 на бетонну обойму 7 через поперечні балки 4, встановлені з інтервалом $1...2$ м в отвори, оброблені у верхній частині фундаменту. Поздовжні балки 2 встановлюються в штраби, вибрані в стіні, в разі якщо міцність стін недостатня для безпосередньої передачі навантаження на поперечні балки. Перевагою схеми є можливість виконання робіт у відносно вузьких траншеях уздовж фундаменту; недолік полягає в трудомістких роботах з розбирання отворів під поперечні балки.

Недоліком схеми *б* є необхідність установки анкерів 9, що вимагає буріння горизонтальних отворів з досить широкої траншеї.

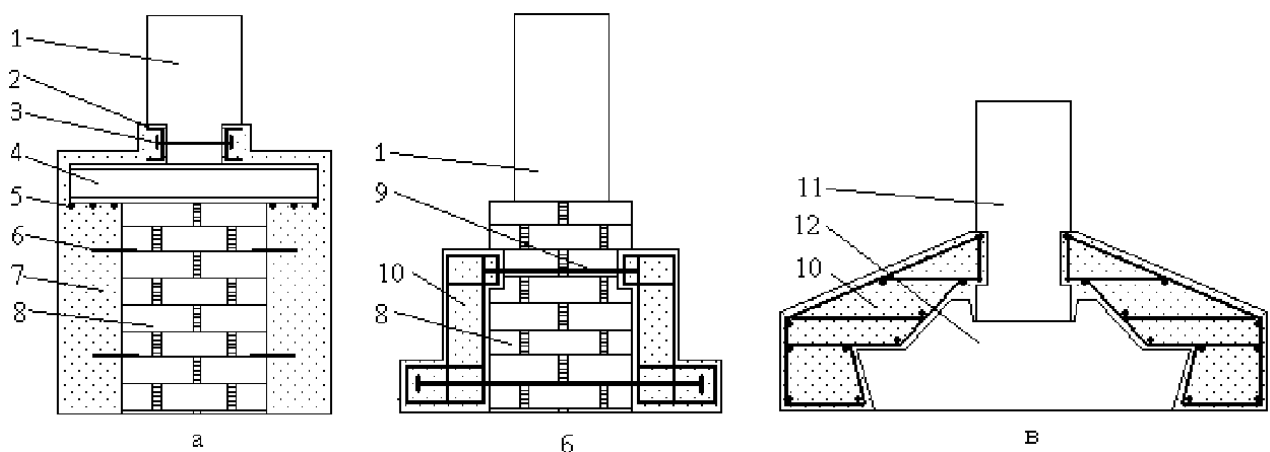


Рис. 9.2. Збільшення опорної площі фундаменту:

а – стрічкового з підбиттям сталевих балок; б – стрічкового з влаштуванням штрафів і анкерів; в – збірного, що окремо стоїть: 1 – стіна; 2 – поздовжня балка; 3 – болт; 4 – поперечна балка; 5 – поздовжня арматура; 6 – забивні анкери; 7 – бетонна обойма; 8 – бутова кладка; 9 – анкер; 10 – залізобетонна обойма; 11 – колона; 12 – фундаментна подушка

Збільшення опорної площі фундаментних подушок під колони по схемі в досягається відносно просто. Бічні грані фундаментної подушки і захисний шар бетону в нижній частині колон сколюються до оголення арматури, з якою зварюється арматура залізобетонної обойми, що влаштовується.

Загальним недоліком збільшення опорної площі фундаментів є спирання розширення на неуцільнений ґрунт, внаслідок чого обойма починає передавати навантаження на ґрунт лише після додаткового осідання фундаменту.

Підсилення фундаментів мілкового закладення палями

Схема, зображена на рис. 9.3, а, передбачає влаштування вздовж фундаменту рядів бурових або паль, що вдавлюються. Голови паль об'єднуються ростверком 1, які зв'язуються з тілом фундаменту. При влаштуванні паль немає необхідності відкопувати траншеї до підшови фундаменту.

Бурові палі підсилення зазвичай мають діаметр 150...200 мм. Свердловини в нестійких ґрунтах буряться під глинистим розчином і заповнюються бетоном на дрібнозернистому заповнювачі крізь буровий состав або бетонно-литу трубу до повного витіснення глинистого розчину і появи бетону в гирлі свердловини.

При влаштуванні паль весь процес закачування бетону до повного заповнення свердловини повинен здійснюватися при розташуванні нижнього кінця бетонно-ливої труби на відстані не більше 0,5 м від забою свердловини (в початковий момент закачування нижній кінець бетонно-ливої труби повинен розташовуватися безпосередньо на забої свердловини). Діаметр бетонно-ливої труби повинен бути не менше 40 мм.

В заповнену бетоном свердловину занурюється арматурний каркас, який при діаметрі свердловини до 150 мм і навантаженні на палю до 200 кН може складатися з одного центрального стрижня. Каркас занурюється послідовно секціями, що зварюються.

При використанні паль, що вдавлюються в першу чергу виготовляються ростверки з отворами для пропуску паль 5 (рис. 9.3, б). Якщо отвори для пропуску паль зробити конічними, що розширюються до низу, то це спростить зчленування паль з ростверком. Палі влаштовуються шляхом послідовного вдавлення відрізків

сталевих труб діаметром 150...200 мм довжиною 0,8...1,5 м. Відрізки труб у міру вдавнення зварюються. Після досягнення заданої глибини або зусилля вдавнення трубу і отвір в ростверку заповнюють бетоном. Зусилля вдавнення і несуча здатність паль можуть досягати 500 кН.

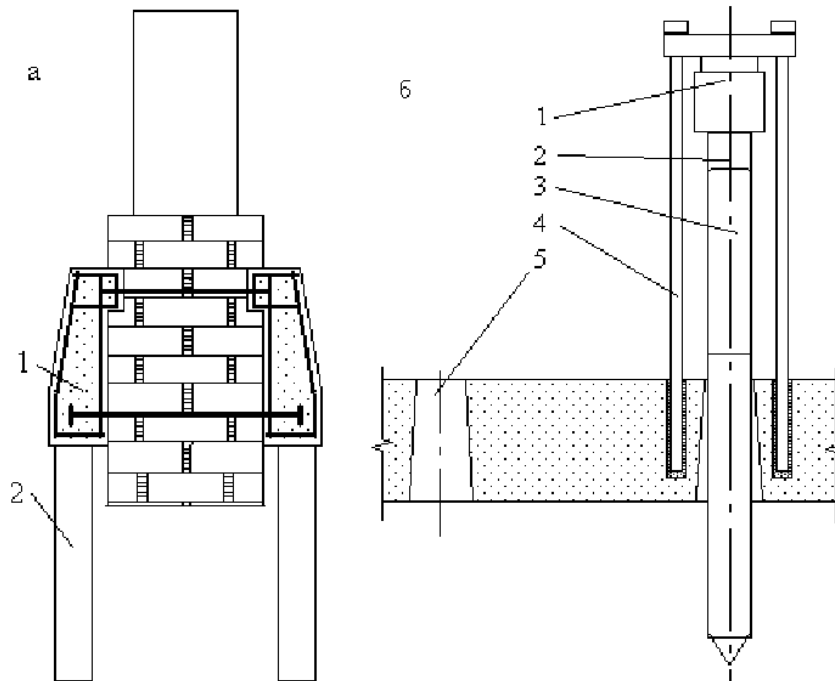


Рис. 9.3. Посилення фундаменту пальми: а – схема посилення; б – схема вдавнення палі: 1 – гідравлічний домкрат; 2 – змінний вкладиш; 3 – відрізок труби що вдавлюють; 4 – анкерна тяга; 5 – отвір в ростверку

Нижче рівня підземних вод в малопроникних глинистих ґрунтах, де швидкість корозії металу мала, труба палі, що вдавлюють може розглядатися як арматура, і додаткового армування не потрібно.

Буроін'єкційні палі зазвичай влаштовуються із закладенням голів в існуючі фундаменти (рис. 9.4). Спочатку в тілі фундаменту 2 пробурюють свердловину глибиною 0,5...0,8 м, в яку бетонується труба-кондуктор 1 з внутрішнім діаметром більше діаметра палі. Крізь кондуктор бурять основну свердловину, і влаштовується бурова паля 3 в вищевикладеному порядку.

Після заповнення свердловини твердіючим розчином і установки арматурного каркасу в проектне положення проводиться опресовування палі.

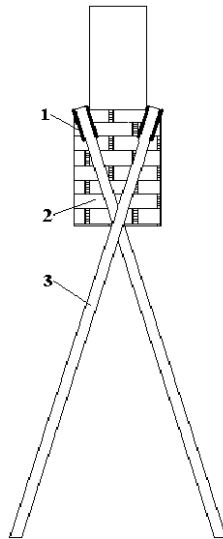


Рис. 9.4. Посилення буроін'єкційними палями: 1 – труба-кондуктор; 2 – існуючий фундамент; 3 – буроін'єкційні палі

Для обпресування у верхній частині труби-кондуктора встановлюється тампон, і через ін'єктор нагнітається розчин під тиском 0,2...0,3 МПа протягом 1...3 хвилин.

Як правило, посилення фундаменту палями дозволяє звести до мінімуму динамічні навантаження на ґрунт. Завдяки цьому дана технологія є оптимальною для використання в умовах щільної міської забудови, де будь-які вібрації можуть привести до руйнування фундаментів ближніх будівель.

Підведення фундаментної плити

Підведення фундаментної плити починається з оброблення штраби для закладення плит по контуру в кожному підвальному приміщенні (рис. 9.5). Глибина штраби визначається розрахунком на сколювання кладки фундаменту, але повинна бути не менше 15 см. Закладення плит тільки в штраби забезпечує їх шарнірне зчленування. Якщо необхідно жорстке зчленування плит в сусідніх приміщеннях, то в фундаменті з кроком 1...2 м виробляють наскрізні отвори, крізь які пропускаються двотаврові балки 3. До балок приварюється арматура плити. Товщина фундаментних плит, що влаштовуються 200...400 мм.

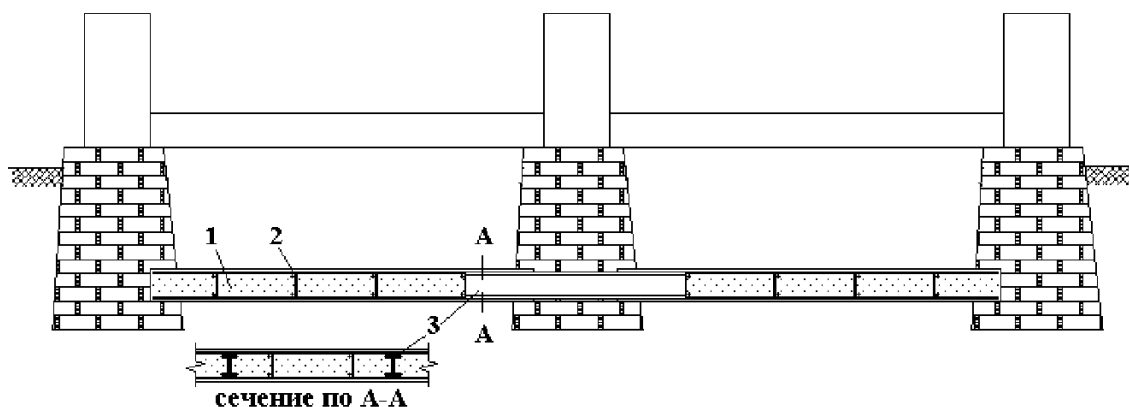


Рис. 9.5. Підведення фундаментної плити: 1 – бетон; 2 – арматура; 3 – балка

Вдавлювання існуючих паль

Вдавлювання – один з найбільш сприятливих способів занурення паль.

На відміну від способу забивання він практично не чинить динамічного впливу на масив ґрунту. Для вдавлення існуючих паль (рис. 9.6) відкопується прямокутний приямок під ростверк, вирубуються відрізки палі для розміщення гідравлічного домкрата, і відрізок за відрізком паля нарощується зверху сталевими трубами, які зварюються між собою і по завершенні вдавлення заповнюються бетоном.

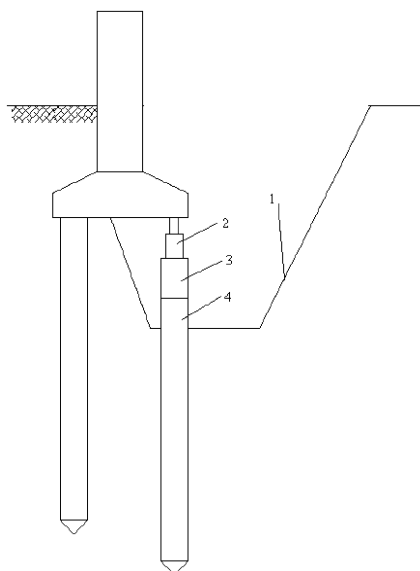


Рис. 9.6. Вдавлювання існуючих паль: 1 – тимчасовий котлован; 2 – гідравлічний домкрат;
3 – металева труба; 4 – існуюча паля

Поглиблення підвалу

Поглиблення підвалів – може відчутно збільшити корисну площу приміщення. Збільшення висоти підвального приміщення, вимагає проведення цілої низки

комплексних спеціальних робіт, що залежать від технічного стану будівлі, фундаментів, конструкції гідроізоляції, гідрогеологічних та ґрунтових умов і фактичного заглиблення підлоги підвалу.

Типова схема поглиблення підвалу нижче підосви фундаментів приведена на рис. 9.7.

Спочатку підвал відкопується до можливого безпечного рівня 3 – наприклад, на 20 см вище підосви фундаментів. Потім по контуру підвальних приміщень влаштовується захисна стіна 4 з малорозмірного сталевго шпунта або суцільного ряду бурових паль. Як шпунта може бути використаний швелер №14...18, посекційно занурюваної вдавненням або пневмо-інструментом. По верху стіни влаштовується ростверк 2, який кріпиться до стіни підвалу анкерами 1. Якщо на захисну стіну передбачена передача вертикальних навантажень, то ростверк 2 заглиблюється в штрабу в тілі фундаменту. Після пристрою стіни доцільно ущільнити ґрунт під фундаментом ін'єкцією. Далі підлогу підвалу поглиблюють до необхідного рівня 5. Також виконання робіт по реконструкції підвалів, передбачає обов'язкове відновлення гідроізоляції.

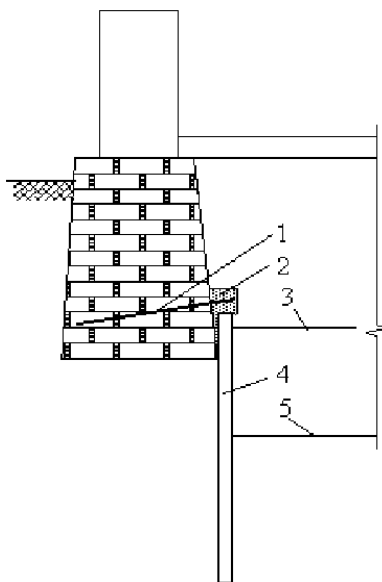


Рис. 9.7. Поглиблення підвалу: 1 – анкер; 2 – ростверк; 3 – рівень першого відкопування; 4 – захисна стіна; 5 – проєктна підлога підвалу по ґрунту

Вирівнювання будівель

Типова схема підйому просівшої частини будівлі наведена на рис. 9.8.

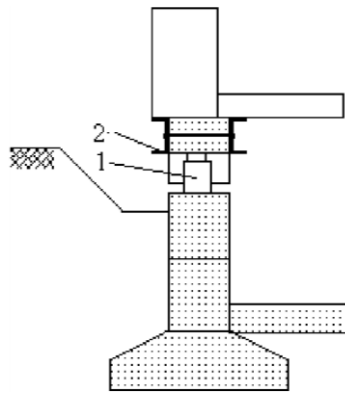


Рис. 9.8. Підйом стіни: 1 – домкрат; 2 – балка посилення

У стіні підвалу вибирається положення лінії відриву, і вздовж цієї лінії з інтервалом 1...2 м виконують ніші для розміщення домкратів 1. При необхідності стіна над домкратами посилюється сталевими або залізобетонними балками 2. Робоча рідина в кожен домкрат подається індивідуально, підйом будівлі в кожній точці безперервно контролюється. В щілину відриву, що утворюється підбиваються клини, а після завершення підйому щілину заповнюють піщано-цементним розчином.

Водозниження

Схема локального водозниження приведена на рис. 9.9.

У підлозі підвалу відкопується приямок, в нього занурюється перфорована труба 1, і приямок заповнюється гравієм 2. З труби вода відкачується занурюваним або ежекторним насосом.

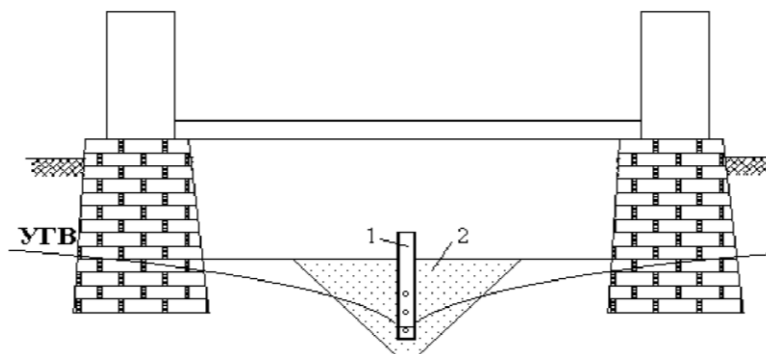


Рис. 9.9. Водозниження: 1 – перфорована труба; 2 – гравій

Питання до самоперевірки:

1. Методи і цілі обстеження основ і фундаментів?
2. Які існують можливості збільшення навантажень, переданих на фундаменти без їх посилення?
3. Які існують методи посилення фундаментів і основ.

ВИСНОВКИ

Проектування основ і фундаментів є комплексним процесом, який передбачає облік значної кількості різних факторів.

Вибір найбільш оптимального рішення здійснюється, як правило, при техніко-економічному порівнянні різних варіантів влаштування основ і фундаментів, які проводяться за такими показниками: економічної ефективності; матеріаломісткості; термінами виконання робіт; величинам граничної і відносної нерівномірності осідань; можливості виконання робіт в зимовий час; трудомісткості виконання робіт при розробці котлованів (водозниження, кріплення стінок котловану тощо).

Дисципліна «Основи та фундаменти» знаходиться в постійному розвитку, удосконалюються методи розрахунку і проектування як нових фундаментів, так і фундаментів будівель, які потребують реконструкції.

Також удосконалюються і системи автоматизованого проектування основ і фундаментів. В даний час системи автоматизованого проектування дозволяють враховувати мінливість параметрів ґрунту в межах усього майданчика будівництва, а також розраховувати фундаменти з урахуванням роботи конструкцій усього будинку. Однак при проектуванні не варто забувати, що жодна програма не може претендувати на універсальність і безпомилковість. Тому сучасний студент обов'язково повинен володіти і «ручним розрахунком», що дозволяє уникнути появи завідомо неправильного результату при проектуванні.

ЛІТЕРАТУРА

1. Тютюкін О.Л., Купрій В.П., Дубінчик О.І. Основи та фундаменти : навч. посіб. – Електрон. вид. – Дніпро : Український державний університет науки і технологій, 2022. – 280 с.
2. Крусь Ю.О. Основи та фундаменти: Практикум: навч. посібник. – Вид. 2-ге, перероб. та доп. – Рівне : НУВГП, 2019. – 247 с.
3. Парфентьєва І.О., Верешко О.В., Гусачук Д.А. Основи та фундаменти : навч. посіб. для студ. спец. 192 «Будівництво та цивільна інженерія». – Луцьк : ЛНТУ, 2017. – 296 с.
4. Винников Ю.Л., Зоценко М.Л., Лартер М.О. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : навч. посіб. – Полтава : ПолтНТУ, 2019. – 280 с.
5. Швець В.Б., Бойко І.П., Винников Ю.Л., Зоценко М.Л. та ін. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник. – Дніпро : Пороги, 2018. – 232 с.
6. Збірник наукових праць «Основи та фундаменти». – Київ : КНУБА, 2020–2024. – Випуски № 41–48.
7. Корнієнко М.В., Шаповал В.Г., Мірошніченко О.М. Палі та пальові фундаменти : навч. посіб. – Київ : КНУБА, 2020. – 196 с.

Нормативні документи

1. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування.
2. ДБН А.2.1-1:2014 Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Вишукування. Інженерні вишукування для будівництва.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зі Змінами № 1 та № 2.
4. ДСТУ ISO 14688-1:2021 Геотехнічні дослідження та випробування. Ідентифікація та класифікація ґрунтів. Частина 1. Ідентифікація та опис (ISO 14688-1:2017, IDT).
5. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010 Захист від небезпечних геологічних процесів, шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Будівельна кліматологія.

6. ДСТУ Б В.2.1-17:2009 Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей.
7. ДСТУ ISO 14688-2:2021 Геотехнічні дослідження та випробування. Ідентифікація та класифікація ґрунтів. Частина 2. Класифікація (ISO 14688-2:2017, IDT).
8. ДБН В.1.1-12:2025 Будівництво у сейсмічних районах. Основні положення.
9. ДБН В.1.2-14:2018 Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд.
10. ДСТУ Б В.2.6-65:2008 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні. Технічні умови.
11. ДСТУ Б В.2.6-116:2010 Конструкції будинків і споруд. Палі залізобетонні складені квадратного перерізу з ненапруженою арматурою. Технічні умови.
12. ДСТУ 9273:2024 Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінювання їхнього технічного стану. Механічний опір та стійкість.
13. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення.
14. ДСТУ-Н Б В.1.1-44:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на просідаючих ґрунтах.
15. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016 Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах.
16. ДБН А.1.1-94:2010 Проектування будівельних конструкцій за Єврокодами. Основні положення. Зі Змінами № 1 та № 2.

Визначення коефіцієнта α

ζ	Коефіцієнт α для фундаментів							
	круглих	Прямокутних з відношенням сторін $\eta = l/b$						Стрічкових $\eta \geq 10$
		1,0	1,4	1,8	2,4	3,2	5,0	
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,972	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,848	0,866	0,876	0,879	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,682	0,717	0,739	0,749	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,532	0,578	0,612	0,629	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

Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок

Глибина занурення нижнього кінця палі, м	Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль і паль-оболонок, що занурюються без виїмки ґрунту, R , кПа						
	піщаних ґрунтів середньої щільності						
	гравелистих	крупних	–	середньої крупності	дрібних	пилюватих	–
	пилювато-глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L , рівному						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	6600	3000	3100	2000	1100	600
		4000		2000	1200		
4	8300	6800	3800	3200	2100	1250	700
		5100		2500	1600		
7	9700	7300	4300	3700	2400	1400	850
		6900		3300	2200		
10	10500	7700	5000	400	2600	1500	900
		7300		3500	2400		
15	11700	6200	5600	4400	2900	1650	1000
		7500		4000			
20	12600	8500	6200	4800	3200	1800	1100
				4500			
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки: 1. Над рискою подані значення для піщаних ґрунтів, під рискою – для пилювато-глинистих.

2. Глибину занурення нижнього кінця палі і середню глибину розташування шару ґрунту в водоймі слід приймати від рівня дна після загального розмиву розрахунковим паводком.

3. Для щільних піщаних ґрунтів значення R збільшуються на 60%, але не більше ніж до 20000 кПа.

Коефіцієнти умов роботи ґрунту γ_{cr} і γ_{cf}

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки, що занурюються без виїмки ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту	
	під нижнім кінцем γ_{cr}	на бічній поверхні γ_{cf}
Занурення суцільних і порожнистих з закритим нижнім кінцем паль механічними, пароповітряними і дизельними молотами	1,0	1,0
Занурення забиванням і вдавленням в попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше 1 м нижче забою свердловини при її діаметрі:		
а) що дорівнює стороні квадратної палі;	1,0	0,5
б) на 0,05 м менше сторони квадратної палі;	1,0	0,6
в) на 0,15 м менше сторони квадратної або діаметра палі круглого перетину (для опор ліній електромереж)	1,0	1,0
Занурення з підмивом в піщані ґрунти за умови добивання паль на останньому етапі занурення без застосування підмиву на 1 м і більше	1,0	0,9
Вібровання і вібровдавлення паль в ґрунти:		
а) піщані середньої щільності:		
крупні та середньої крупності	1,2	1,0
дрібні	1,1	1,0
пилюваті	1,0	1,0
б) піщано-глинисті з показником плинності $I_L = 0,5$:		
супіски	0,9	0,9
суглинки	0,8	0,9
глини	0,7	0,9
в) піщано-глинисті з показником плинності $I_L \leq 0$	1,0	1,0

Способи занурення забивних паль і паль-оболонки, що занурюються без виїмки ґрунту і види ґрунтів	Коефіцієнти умов роботи ґрунту	
	під нижнім кінцем γ_{cr}	на бічній поверхні γ_{cf}
Занурення молотами порожнистих залізобетонних паль з відкритим нижнім кінцем:		
а) при діаметрі порожнини палі менше 0,4 м	1,0	1,0
б) те саме, від 0,4 до 0,8 м	0,7	1,0
Занурення будь-яким способом порожнистих паль круглого перетину з закритим нижнім кінцем на глибину 10 м і більше з подальшим влаштуванням у нижньому кінці паль камуфлетного розширення в піщаних ґрунтах середньої щільності і в пілувато-глинистих ґрунтах з показником плинності $I_L \leq 0,5$ при діаметрі розширення, що дорівнює:		
а) 1,0 м незалежно від зазначених видів ґрунту;	0,9	1,0
б) 1,5 м в пісках і супісках;	0,8	1,0
в) 1,5 м в суглинках і глинах	0,7	1,0
Занурення вдавленням паль:		
а) в піски крупні, середньої крупності і дрібні	1,1	1,0
б) в піски пілуваті	1,1	0,8
в) в пілувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,5$	1,1	1,0
г) те ж, $I_L \geq 0,5$	1,0	1,0
Примітка. Коефіцієнти γ_{cr} і γ_{cf} для пілувато-глинистих ґрунтів з показником плинності $0 < I_L < 0,5$ визначаються інтерполяцією.		

Розрахункові опори на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Розрахункові опори на бічній поверхні забивних паль і паль-оболонок f_i , кПа								
	пісків середньої щільності								
	крупних і середньої крупності	дрібних	пилюватих	—	—	—	—	—	—
	пилювато-глинистих ґрунтів при показнику текучості I_L , рівному								
	$\leq 0,2$	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	99	66	47	34	21	12	9	8	7
≥ 35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки: 1. При визначенні розрахункових опорів ґрунтів на бічній поверхні паль пласти ґрунтів слід розчленовувати на однорідні шари не більше 2 м.

2. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів на бічній поверхні паль f_i слід збільшувати на 30% в порівнянні зі значеннями, наведеними в таблиці Б.3.

3. Розрахункові опори супісків і суглинків з коефіцієнтом пористості $e < 0,5$ і глин з коефіцієнтом $e < 0,6$ слід збільшити на 15% в порівнянні зі значеннями, наведеними в таблиці Б.3, при будь-яких значеннях показника плинності.

Розрахункові коефіцієнти $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$

Коефіцієнти	Розрахункові значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_I , град								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при h/d , рівному:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
Коефіцієнти	Розрахункові значення кута внутрішнього тертя ґрунту φ_I , град								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
12,5	0,58	0,61	0,63	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 і більше	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77
α_4 при d , що дорівнює, м:									
0,8 і менше	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17
Примітка. Для проміжних значень φ_I , h/d , d , і значення коефіцієнтів α_1 , α_2 , α_3 і α_4 визначають інтерполяцією									

Розрахунковий опір під нижнім кінцем набивних і бурових паль

Глибина закладення нижнього кінця палі h , м	Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем набивних і бурових паль з розширенням і без розширення і паль-оболонки, що занурюються з виїмкою ґрунту і заповнюваних бетоном, при глинистих ґрунтах, за винятком просадних, з показником плинності I_L , рівним						
	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1000	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	—	—
40	4500	4000	3500	3000	2500	—	—

Примітка. Для пальових фундаментів опор мостів значення, наведені в таблиці, слід:

а) підвищувати (при розташуванні опор у водоймі) на величину, рівну $1,5 \gamma_w h_w$, де γ_w – питома вага води – 10 кН/м; h_w – глибина шару води у водоймі від її рівня при розрахунковому паводку до рівня дна водойми, а при можливості розмиву – до рівня дна після загального розмиву;

б) знижувати при коефіцієнті пористості ґрунту $e > 0,6$, при цьому коефіцієнт зниження m слід визначати інтерполяцією між значеннями $m = 10$ при $e = 0,6$ і $m = 0,6$ при $e = 1,1$

Коефіцієнт умов роботи палі

Палі і способи їх влаштування	Коефіцієнт умов роботи палі γ_{cf}			
	в пісках	в супісках	в суглинках	в глинах
1. Набивні при забиванні інвентарної труби з наконечником	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Набивні віброштамповані	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Бурові, в тому числі з розширенням, бетоновані:				
а) при відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб;	0,7	0,7	0,7	0,6
б) під водою або під глинистим розчином;	0,6	0,6	0,6	0,6
в) жорсткими бетонними сумішами, що укладаються за допомогою глибинної вібрації (сухим способом)	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Бурунабивні, порожнисті круглі, що влаштовуються при відсутності води в свердловині за допомогою вібросердечника	0,8	0,8	0,8	0,7
5. Палі-оболонки, що занурюються вібрацією з виїмкою ґрунту	1,0	0,9	0,7	0,6
6. Палі-стовпи	0,7	0,7	0,7	0,6
7. Буроін'єкційні, виготовлені під захистом обсадних труб або бетонного розчину з обпресуванням тиском	0,9	0,8	0,8	0,8

Навчальне видання

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни

«Основи та фундаменти»

Частина 2.

*(для здобувачів вищої освіти спеціальності
G19 Будівництво та цивільна інженерія)*

(Електронне видання)

Укладачі: БІЛОШИЦЬКИЙ Микола Володимирович
ТАТАРЧЕНКО Галина Олегівна
БІЛОШИЦЬКА Наталія Іванівна

Оригінал - макет Н.І. Білошицька

Підписано до друку _____

Формат 60×84¹/₁₆. Папір типограф. Гарнитура Times.

Друк офсетний. Умов. друк. арк. _____. Обл.-вид.арк. _____.

Тираж ____ прим. Вид. № _____. Замовл. № _____. Ціна договірна.

Видавництво Східноукраїнського національного університету
імені Володимира Даля

Адреса видавництва: м. Київ, вул. Іоанна Павла II буд 17, Телефон: +38(050) 218
04 78, факс (064 52) 4 03 42

E-mail: vidavnictvosnu.ua@gmail.com