

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

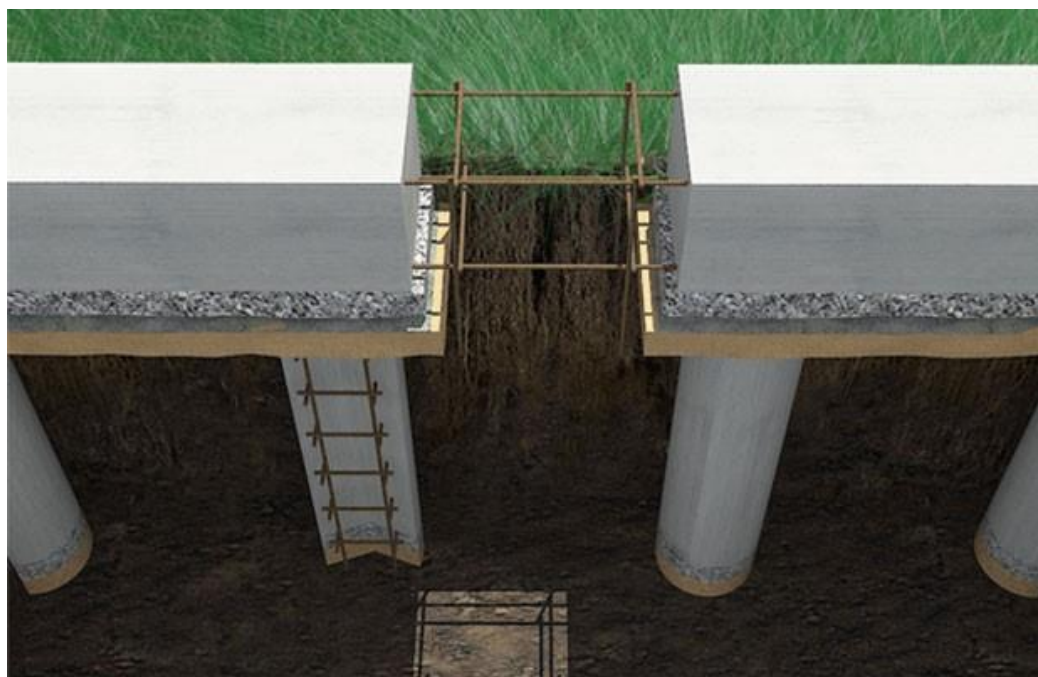
**ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА**

В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти всіх форм навчання
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*



**Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2023**

УДК 626/627

Александрович В. А. Основи та фундаменти : конспект лекцій для здобувачів першого (бакалаврського) рівня вищої освіти всіх форм навчання зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія / В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар, О. В. Гаврилюк ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023. – 158 с.

Автори:

канд. техн. наук, доц. В. А. Александрович,
канд. техн. наук, доц. Ю. І. Кобзар,
ст. викл. О. В. Гаврилюк

Рецензент

Г. М. Левенко, кандидат технічних наук, провідний інженер
(Bauingenieurs Büro ITT Portconsult GmbH)

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 7 від 23.05.2023

Конспект лекцій складено з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей вишів під час підготовки до занять та іспитів з дисципліни «Основи та фундаменти».

©В. А. Александрович, Ю. І. Кобзар,
О. В. Гаврилюк, 2023
© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2023

ЗМІСТ

Вступ.....	6
Змістовий модуль 1 Фундаменти на природній основі.....	8
Тема 1 Основні поняття.....	8
Тема 2 Проектування основ та фундаментів.....	11
2.1 Основні принципи проектування основ та фундаментів	11
2.2 Основні типи споруд за формою їх деформацій	12
2.3 Деформація основ.....	16
2.4 Розрахунок основ за граничними станами	18
2.5 Навантаження та впливи на фундаменти. Сполучення навантажень.....	21
2.6 Глибина закладання фундаментів.....	25
Тема 3 Конструювання фундаментів мілкового закладання	34
3.1 Класифікація фундаментів мілкового закладання та область їх застосування.....	34
3.2 Стрічкові фундаменти. Конструктивні рішення.....	39
3.3 Окремі фундаменти.....	45
Тема 4 Проектування фундаментів мілкового закладання.....	48
4.1 Послідовність проектування фундаментів мілкового закладання....	48
4.2 Визначення розрахункового опору ґрунту основи.....	49
4.3 Визначення основних розмірів фундаментів.....	52
4.4 Перевірка розрахункового опору слабопідстеляючого шару.....	57
Змістовий модуль 2 Пальові фундаменти.....	60
Тема 5 Захист фундаментів і заглиблених приміщень від підземних вод і вогкості.....	60
Тема 6 Класифікація паль.....	68
6. 1 Загальні положення.....	68

6.2 Види пальових фундаментів та область їх застосування.....	70
6.3 Класифікація та конструкції паль.....	73
Тема 7 Проектування пальових фундаментів.....	86
7.1 Основні положення проектування пальового фундаменту.....	86
7.2 Процеси, що відбуваються в ґрунті у разі занурення паль.....	89
7.3 Визначення несучої здатності паль.....	91
Змістовий модуль 3 Проектування фундаментів в складних інженерно-геологічних умовах.....	93
Тема 8 Фундаменти глибокого закладання.....	93
8.1 Опускні колодязі.....	93
8.2 Занурення опускних колодязів.....	97
8.3 Розрахунок фундаментів глибокого закладання (опускні колодязі).....	99
8.4 Кесони.....	102
8.5 Підземні споруди, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті».....	104
Тема 9 Підсилення основ і фундаментів.....	108
9.1 Загальні положення.....	108
9.2 Обстеження фундаментів і ґрунтів основи.....	109
9.3 Розрахунок основ реконструйованих будівель.....	111
9.4 Будівництво поблизу існуючих будівель.....	112
9.5 Основні методи підсилення основ та фундаментів.....	124
Тема 10 Будівництво на структурно-нестійких ґрунтах	133
10.1 Фундаменти на просідаючих ґрунтах.....	133
10.2 Фундаменти на слабких ґрунтах.....	139
10.3 Фундаменти на набухаючих ґрунтах.....	141

10.4 Фундаменти на підроблюваних територіях.....	145
10.5 Фундаменти у суфозійний районах.....	146
10.6 Особливості проектування фундаментів у районах сейсмічності.....	148
Список використаних джерел.....	156

ВСТУП

Конспект лекцій розроблено відповідно до робочої програми дисципліни «Основи та фундаменти» і відповідає вимогам програми підготовки бакалаврів, які навчаються за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія.

Метою викладання навчальної дисципліни «Основи і фундаменти» є: якісна оцінка основ для повнішого використання їх властивостей при створенні нових надійних та економічних конструкцій і прогресивних технологій улаштування основ і фундаментів; якісне проектування фундаментів залежно від властивостей основ.

Основними завданнями вивчення дисципліни «Основи і фундаменти» є формування у студентів належного рівня знань у процесі варіантного проектування найбільш економічного, технологічного, надійного вирішення фундаментів, які дають змогу максимально використовувати несучу здатність основ.

Дисципліна розглядає теорію і практику визначених завдань і складається з трьох розділів: «Фундаменти на природній основі», «Пальові фундамент», «Проектування фундаментів в складних інженерно-геологічних умовах».

У розділі «Фундаменти на природній основі» студенти вчаться розуміти та аналізувати фізико-механічні властивості ґрунтів майданчика будівництва, прийнятність ґрунтів як основи під фундамент (будівельні властивості), обирати ґрунт під основу. Також студенти навчаються розрахунку та проектуванню фундаменту на природній основі: обирати глибину закладення підосви, розраховувати розміри підосви фундаменту, конструювати фундамент та виконувати необхідні перевірки (по I та II групі граничних станів).

У розділі «Пальові фундамент» студенти вивчають різновиди фундаментів і паль, які виготовляють у попередньо влаштованих свердловинах, вчаться визначати довжину, типи, засоби занурення та несучу здатність паль, розраховувати кількість паль та проектувати пальовий ростверк, виконувати перевірки пальового фундаменту за I та II групою граничних станів.

У розділі «Проектування фундаментів в складних інженерно-геологічних умовах» студенти вчать різновиди штучних основ (штучні основи, які виготовляють методами поверхневого та глибинного ущільнення; ґрунтові подушки; штучні основи, які виготовляють за допомогою фізико-хімічних процесів.), засоби підсилення основ та фундаментів (зміцнення і підсилення основ; підсилення і реконструкція фундаментів неглибокого закладання; підсилення пальових фундаментів).

Вивчення матеріалу, викладеного в цій дисципліні, дасть змогу майбутнім фахівцям – будівельникам правильно оцінити й навчитися обирати конструктивні рішення фундаментів за результатами інженерно-геологічного вишукування та використовувати підходи при будівництві на територіях із складними інженерно-геологічним умовами.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 1

ФУНДАМЕНТИ НА ПРИРОДНІЙ ОСНОВІ

ТЕМА 1 ОСНОВНІ ПОНЯТТЯ

Основи – називають шари ґрунтів, що розташовані нижче підшви фундаменту, які сприймають навантаження від фундаментів будівель і споруд та як наслідок зазнають певних деформацій.

Розрізняють природні та штучні основи; скельні та ґрунтові.

Природна основа має місце в тому випадку, коли її не потрібно поліпшувати. Штучна основа – якщо ґрунт в природному стані непридатний для сприйняття діючого навантаження і необхідне його поліпшення.

Скельна – масивна гірська порода, що володіє великою міцністю і малою стисливістю. Ґрунтова – роздроблена гірська порода (мінерально-дисперстне утворення) – результат фізичного і хімічного вивітрювання масивних гірських порід. Ґрунтова основа володіє великою стисливістю і малою міцністю, що необхідно враховувати при проектуванні.

Основа може бути нашарована або однорідна. Нашарована основа складається з кількох шарів ґрунту, а однорідна з одного.

Фундаментом називають підземну частину будівля чи споруди, що сприймає навантаження від наземної частини будови та передає її на основу.

Фундамент і його основа (рис. 1.1) складаються з основних елементів, а саме:

- верхньої площини фундаменту, що називається обрізом;
- поверхні обпирання фундаменту на основу – підшви;
- шару основи, на який опирається фундамент, – несучий шар;
- шарів, які залягають нижче основи, – підстеляючі шари.

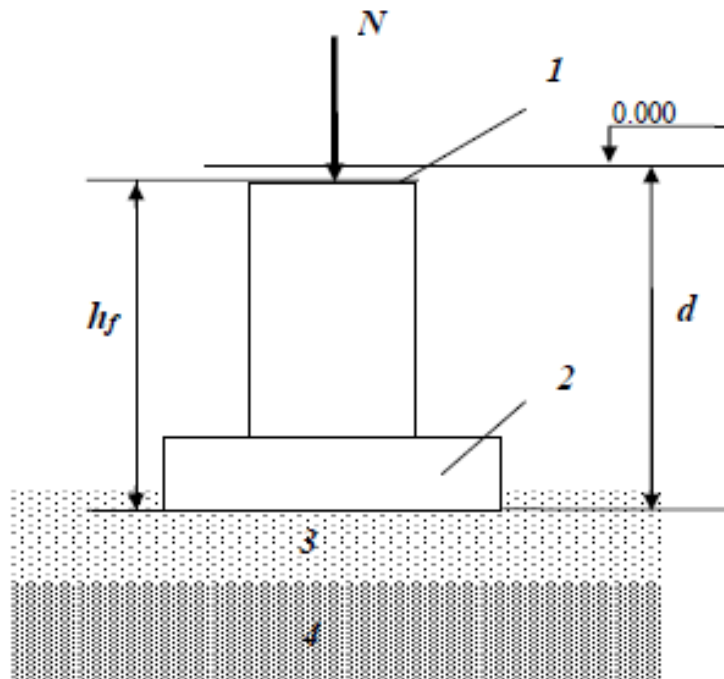


Рисунок 1.1 – Основні елементи фундаменту: 1 – обріз фундаменту; 2 – підшошва фундаменту; 3 – несучий шар ґрунту (основа); 4 – підстиляючий шар ґрунту; N – вертикальне навантаження на фундамент; d – глибина закладання фундаменту; h_f – висота фундаменту

Відстань від обрізу фундаменту до низу підшошви фундаменту називають висотою фундаменту h_f .

Відстань від відмітки планування до низу підшошви фундаменту називають глибиною закладання фундаменту і позначають літерою d .

Фундаменти і штучні основи класифікують за різними ознаками: глибиною закладання; жорсткістю тіла фундаменту;

- видом використаних матеріалів;
- формою в плані;
- технологічними особливостями влаштування тощо.

За конструктивними і технологічними особливостями влаштування фундаменти поділяють на:

- фундаменти, що влаштовують у відкритих котлованах (фундаменти мілкового закладання);
- пальові фундаменти;

– фундаменти глибокого закладання.

Фундаменти мілкового закладання споруджуються у відкритих котлованах з попереднім вийманням ґрунту та оточені насипним ґрунтом і передають навантаження на основу через свою підшву.

Фундаменти глибокого закладання – це фундаменти, які заглиблюються або формуються в ґрунтах за допомогою спеціального обладнання. Вони передають навантаження на основу як по підшві, так і по бічній поверхні (опускні колодязі, кесони, стіна в ґрунті).

Пальові фундаменти – опираються на відносно довгі вертикальні або малопохилі стержні – палі і є проміжним типом фундаментів між фундаментами, що влаштовуються у відкритих котлованах, та фундаментами глибокого закладання.

Зоценко Л. М. запропонував, класифікацію фундаментів та штучних основи за такими таксометричними одиницями, які виділяють за групами ознак: клас – за елементами частин будов і споруд; група – за принципом формування фундаменту в природному ґрунті; підгрупа – за способом подачі матеріалу фундаментів та штучних основ у ґрунт; тип – за особливостями застосованого обладнання для виготовлення фундаментів і основ; різновид – за конструктивними особливостями фундаментів та штучних основ.

Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту, вирізняються перевагою висоти над шириною. При дії вертикальних навантажень переважаючі напруження – стискаючі. Отже, такі конструкції менш матеріаломісткі. Фундаменти, що споруджуються у відкритих котлованах, характерні розвиненою опорною частиною, яка працює на вигин під опором ґрунту. Для їх виготовлення потрібен досить високий клас бетону і визначена кількість арматури. Фундаменти третьої групи мають безперечні переваги з точки зору конструктивних особливостей. Проте їх упровадження в практику будівництва утруднене високою технічною складністю необхідного обладнання, значною вартістю матеріалів, які застосовують.

ТЕМА 2 ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

2.1 Основні принципи проектування основ та фундаментів

Проектування основ та фундаментів проводиться відповідно до нормативних документів. При цьому необхідно:

– забезпечити міцність і експлуатаційну надійність споруди (абсолютні осідання, а також їх різниця, не повинні перевищувати допустимі значення для даних споруд), тобто $S \leq S_u$;

– максимально використовувати міцнісні властивості ґрунтів, а також матеріалів фундаментів;

– мінімальна вартість фундаменту, скорочення трудомісткості і термінів виробництва робіт.

Основними принципами проектування основ та фундаментів є:

1. Проектування основ споруд за граничними станами незалежно від типу фундаменту.

2. Облік спільної роботи системи: «основа – фундамент – наземні несучі конструкції споруди».

3. Комплексний підхід при виборі типу фундаменту і характеру роботи ґрунтів основи.

4. Інженерно-геологічні умови площадки будівництва.

5. Чутливість несучих конструкцій споруд до нерівномірної осадки й особливостей споруди.

6. Методи виконання робіт із влаштування фундаментів і підземної частини споруди.

Дані положення роблять задачу проектування і влаштування фундаментів складною та залежною від декількох факторів. У зв'язку з цим рекомендується розробляти декілька варіантів фундаментів і на основі техніко-економічного порівняння вибирати більш раціональне рішення.

2.2 Основні типи споруд за формою їх деформацій

За жорсткістю і характером деформацій всі будівлі та споруди можна розділити на 3 типи: абсолютно жорсткі; абсолютно гнучкі; споруди кінцевої жорсткості.

Абсолютно жорсткі споруди мають дуже велику жорсткість у вертикальному напрямку. Споруди не можуть викривлятися, дають рівномірну осадку при симетричному навантаженні і відносно однорідній стисливості основи (громадські будівлі – жорсткість надають поперечні торцеві стіни і сходові клітки). При нерівномірній деформації основи вони отримують крен, але немає вигину (водонапірні башти, доменні печі і т.д.).

Характер взаємодії таких споруд з основою наступний: в зонах основи, де стисливість ґрунту менша, тиск по підшві фундаментів збільшується, а в зонах з більшою стисливістю зменшується. Оскільки ґрунти основ здатні перерозподіляти напруження з більш навантажених ділянок на менш навантажені, можливість проявлення впливу осадок зменшується.

Внаслідок вирівнювання осадок в конструкціях абсолютно жорстких будівель і споруд виникають додаткові зусилля, які, як правило, безпечні, так як такі конструкції мають великий запас міцності.

Абсолютно гнучкі споруди під дією зовнішніх навантажень слідуєть за осадкою ґрунту у всіх точках контакту з поверхнею ґрунту, якщо при цьому виникають нерівномірні осадки, то в конструкціях споруди не виникає додаткових зусиль чи напружень. До таких споруд відносять земляні насипи і греблі. До даного класу можна віднести і іншу групу споруд, так званих практично гнучких. До них відносять гнучкі днища резервуарів, одноповерхові будівлі з статично визначною розрахунковою схемою, в тому числі естакади і галереї. При їх проектуванні слід на окремих ділянках, що мають невелику протяжність, все ж оцінювати незначне вирівнювання осадок і додаткових зусиль, які при цьому виникають і можуть порушити експлуатаційну придатність.

У загальному випадку граничні деформації абсолютно гнучких і практично гнучких споруд призначають, виходячи з вимог нормальної експлуатації.

Споруди кінцевої жорсткості при нерівномірних деформаціях можуть отримати викривлення, можливі тріщини, якщо не повністю враховані додаткові навантаження, вони частково зменшують нерівномірність осадок, в зв'язку з перерозподілом зусиль по подошві фундаменту (будинки з повним і неповним каркасом, що мають в своєму складі розрізні і нерозрізні конструкції, а також цегляні, великоблочні і великопанельні будівлі).

При розрахунках і проектуванні даної категорії будівель і споруд необхідно розглядати спільну роботу ґрунтів основ і підземних конструкцій, враховуючи додаткові зусилля, що виникають внаслідок нерівномірних осадок. Складність оцінки спільної роботи ґрунтів основ і всієї споруди в цілому полягає в тому, що в деяких випадках важко визначити жорсткість конструкцій і деформативність ґрунтів в окремих зонах основи, які працюють в умовах єдиної просторової системи.

Сумісна деформація основи та споруди характеризується такими величинами:

– абсолютним S і середнім осіданням основ (\bar{S} обчислюють як середнє вертикальне переміщення фундаменту (рис. 2.1);

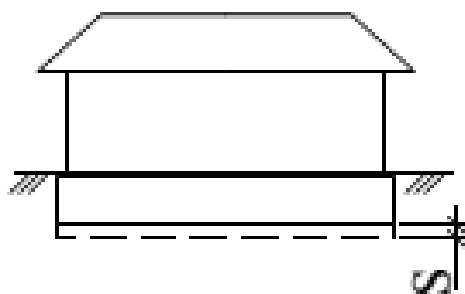


Рисунок 2.1 – Схема деформування системи «основа – споруда» абсолютне осідання

– відносною нерівномірністю осідання двох фундаментів (перекіс будинку або споруди – це різниця осадок двох або кількох фундаментів,

розміщених на одній поперечній або поздовжній осі, розділена на відстань між ними становить (рис. 2.2):

$$\frac{S_2 - S_1}{L}.$$



Рисунок 2.3 – Схема перекосу споруди

– нахил (крен) жорсткої споруди – різниця осідання крайніх точок фундаменту, віднесена до його довжини (рис. 2.4):

$$i = \frac{S_2 - S_1}{L}.$$

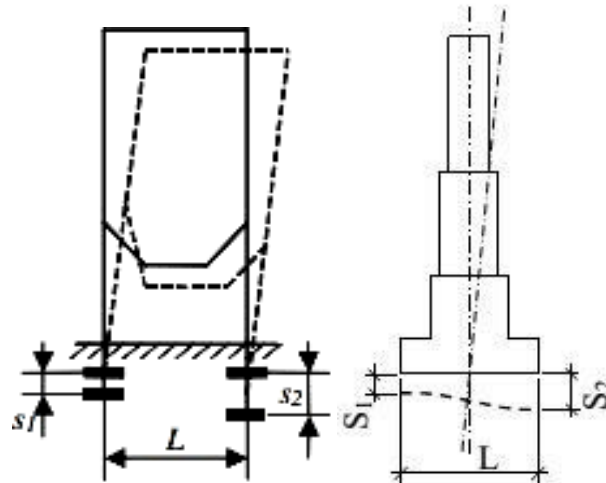


Рисунок 2.4 – Схема нахилу (крену) споруди

– відносний прогин або вигин f/L – відношення стріли прогину або вигину до довжини частини споруди, що згинається (рис. 2.5);

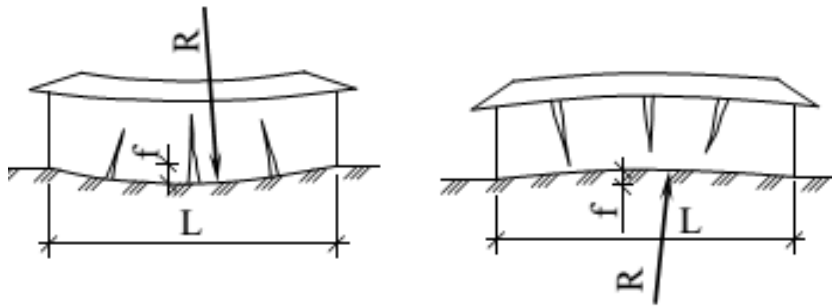


Рисунок 2.5 – Схема прогину або вигину споруди

– кривизна частини споруди, що згинається, $\rho = 1/R$ – величина, обернена радіусу викривлення; відносний кут закручування споруди θ , що характеризує її просторову роботу в цілому (кручення – являє собою неоднаковий крен споруди по довжині, при цьому виді деформації додаткові зусилля виникають не лише в елементах стін, але й в конструкціях перекриття) (рис. 2.6);

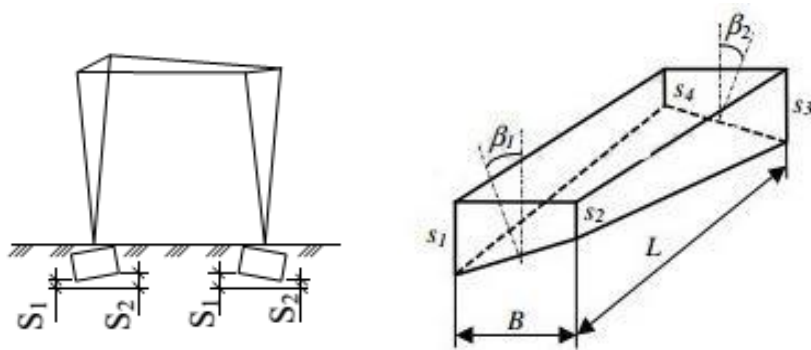


Рисунок 2.6 – Схема розрахунку відносного кута закручування: $\frac{|B_1|+|B_2|}{L}$

– горизонтальне переміщення фундаменту від дії горизонтальних навантажень у виникає при передачі від конструкцій значних горизонтальних зусиль (наприклад, розпірні конструкції). Такі зусилля можуть спостерігатись і при горизонтальному переміщенні масиву ґрунту у випадку зсуву укосів і виконання підземних робіт. (рис. 2.7).

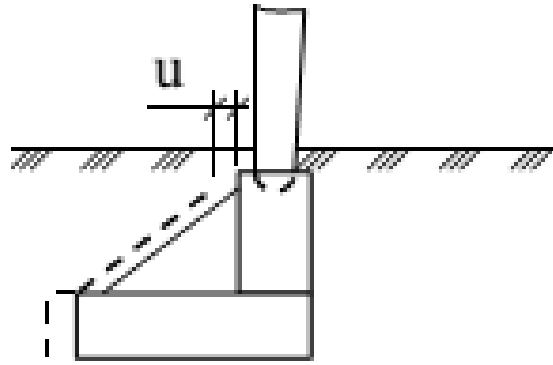


Рисунок 2.7 – Схема горизонтальної деформації споруди

2.3 Деформація основ

Розрізняють наступні види деформацій основ:

1. Осадки – це деформація, що відбувається в результаті ущільнення ґрунту під дією зовнішнього навантаження і в окремих випадках під дією власної ваги ґрунту, що не супроводжується зміною його структури.

2. Просадки – це деформація, що відбувається в результаті ущільнення і як правило, зміни структури ґрунту під дією зовнішнього навантаження і власної ваги ґрунту та впливу додаткових факторів (замочення просівшого ґрунту, відтаювання льодових прошарків в замерзлому ґрунті).

3. Підйоми та усадки – деформації, які пов'язані із зміною об'єму деяких ґрунтів при зміні їх вологості або дії хімічних речовин (набухання чи усадка) та при замерзанні води і відтаюванні льоду в порах ґрунту (морозне здимання і відтавання ґрунту).

4. Просідання – деформація земної поверхні, викликана розробкою корисних копалин, зміною гідрологічних умов, зниженням рівня підземних вод, карстово-дифузійними процесами і тому подібне.

5. Горизонтальні переміщення – деформації, які пов'язані з дією горизонтальних навантажень на основу (фундаменти розпірних систем, підпірні стінки та інше) або значними вертикальними переміщеннями поверхні при осіданні та просадці ґрунтів під власною вагою.

Отже, деформації основи поділяють на дві групи:

- деформації від зовнішнього навантаження на основу (осадки, просадки та горизонтальні переміщення);
- деформації, які не пов'язані із зовнішнім навантаженням на основу і проявляються у вигляді вертикальних та горизонтальних переміщень поверхні основи (підйоми і усадки, просідання).

Для зменшення деформацій основ та їх впливу на будівлі і споруди при влаштуванні фундаментів передбачають ряд заходів. А саме:

1. Заходи, що захищають ґрунти від погіршення їх будівельних властивостей:

- водозахисні заходи на ділянках складених ґрунтами, які є чутливими до зміни вологості;
- захист ґрунтів основи від хімічно-активної рідини, яка може привести до просадок, набухання, збільшення агресивності підземних вод;
- обмеження джерел зовнішньої дії (вібрації);
- запобіжні заходи, що здійснюються в процесі будівництва споруди (збереження природної структури і вологості ґрунтів, дотримання технології влаштування фундаментів).

2. Заходи щодо зміни будівельних властивостей ґрунтів основи (влаштування штучних основ):

- ущільнення ґрунтів;
- повна або часткова заміна ґрунтів подушками з піску, гравію чи щебеню;
- влаштування насипів (відсипкою або гідронамивом);
- закріплення ґрунтів (хімічним, електрохімічним та термічним способами);
- введення в ґрунт спеціальних домішок (для ліквідації здимальних властивостей, просочення нафтопродуктами або засолення ґрунтів);
- армування ґрунту (введення спеціальних плівок, сіток).

3. Конструктивні заходи, що зменшують чутливість споруди до

деформацій:

- раціональна компоновка споруди в плані і по висоті;
- збільшення міцності і просторової жорсткості споруди, що досягається підсиленням конструкцій;
- збільшення піддатливості споруди за рахунок гнучких або розрізних конструкцій;
- влаштування пристроїв для вирівнювання конструкцій споруди та рихтування технологічного обладнання.

2.4 Розрахунок основ за граничними станами

Граничними називаються такі стани конструкцій та основ, при яких вони перестають задовольняти вимоги, які до них ставлять, тобто втрачають несучу здатність, стійкість, отримують недопустимі деформації тощо. Основним завданням проектування основ і фундаментів є завдання недопущення в будівлях і спорудах виникнення граничних станів (це забезпечить надійність проектних рішень). З іншого боку, реальні стани конструкцій та основ повинні бути наближеними до граничних (це забезпечить економічність).

У даний час проектування конструкцій та основ виконують за двома групами граничних станів. Розрахунки першої групи забезпечують можливість експлуатації будівель взагалі, розрахунки другої групи – можливість їх нормальної експлуатації.

Проектування основ включає підкріплений розрахунком вибір:

- типу основи (природна чи штучна);
- типу, конструкції, матеріалу і розмірів фундаменту (мілкого чи глибокого закладання; стрічкові, стовпчасті, плитні та ін.; залізобетонні, бетонні, бутобетоні);
- заходів, що застосовуються за необхідності зменшення впливу деформацій основи на експлуатаційну придатність споруд.

Основи повинні розраховуватись за двома групами граничних станів:

- за I групою – за несучою здатністю;
- за II групою – за деформаціями.

Метою розрахунку основи за несучою здатністю (за I групою граничних станів) є забезпечення міцності і стійкості основи, а також недопущення зсуву фундаменту по підшві та його перекиданні.

Згідно з ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» розрахунок основ будинків та споруд за несучою здатністю проводиться у відповідності до умови:

$$F = \frac{\gamma_c F_u}{\gamma_n}$$

де F – розрахункове навантаження на основу;

F_u – сила граничного опору основи;

γ_c – коефіцієнт умов роботи основи (для пісків, крім пілуватих, $\gamma_c = 1$; для пісків пілувато-глинистих в стабілізованому стані $\gamma_c = 0,9$; для пісків пілувато-глинистих в нестабілізованому стані $\gamma_c = 0,85$);

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, який дорівнює 1,2; 1,15; 1,1 для споруд I, II і III класу відповідно.

Розрахунки основ за несучою здатністю виконують у таких випадках:

1. На основи передаються значні горизонтальні навантаження (можливі зсув фундаменту або втрата стійкості основи), в тому числі і сейсмічні;
2. Споруда розміщена на схилі або поблизу схилу (можлива втрата стійкості укосу).
3. Якщо середній тиск під підшвою фундаменту p більший за розрахунковий опір ґрунту R .
4. Якщо відстань від підлоги підвалу до підшви фундаменту у багатоповерхових будівлях менша за 0,5 м.
5. Основа складена водонасиченими, пілувато-глинистими ґрунтами, які повільно стискаються, або біогенним ґрунтом (при ступені вологості $S_r \geq 0,85$).

б. Основа складена скельними ґрунтами.

Метою розрахунку основи за деформаціями (за II групою граничних станів) є обмеження абсолютних і відносних переміщень фундаменту та надфундаментних конструкцій такими граничними значеннями, при яких гарантується нормальна експлуатація споруд і не зменшується їх довговічність. Розрахунок основ за деформаціями виконується в усіх випадках.

Переміщення різних точок підшови фундаменту зумовлені деформаціями основи за рахунок ущільнення та осадки ґрунту. Розрахунок виконується за умови, що:

$$S \leq S_u,$$

де S – осадка (деформація основи);

S_u – граничне значення величини осадки, яке враховує особливості будівлі.

В загальному випадку S визначають з урахуванням сумісної роботи будівель і основ (враховують перерозподіл напружень в ґрунті на основі сумісних розрахунків системи «будівля-основа»). Не враховують сумісної роботи цієї системи в таких випадках:

- для будівель і споруд III класу;
- при визначенні середніх значень осідань фундаментів \bar{S} ;
- при використанні типових проектів будівель.

Граничні значення деформацій основ і фундаментів S_u визначають, виходячи з технологічних архітектурних вимог або з умов роботи конструкцій, їх елементів чи будівлі в цілому. Останнє визначається на основі сумісних розрахунків системи «будівля-основа».

Якщо в завданні на проектування відсутнє S_u та будівля не розраховується на зусилля, що виникають в її конструкції при взаємодії з основами (найбільш поширені будівлі), то граничні значення деформацій приймають за додатком И ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

Розрахунки за деформаціями виконують в усіх випадках, за винятком скельних ґрунтів, і коли виконуються вимоги таблиці И.1 - Граничні деформації основи ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

Чим ближче будуть співпадати S та S_u , тим більш економічно будуть спроектовані основи та фундаменти.

2.5 Навантаження та впливи на фундаменти.

Сполучення навантажень

Навантаження – це механічна дія, мірою якої є сила, що характеризує величину і напрямок цієї дії та спричиняє зміну напружено-деформованого стану конструкцій будівель та споруд і їх основ.

Навантаження та дії на основу, що передаються на фундамент споруди, необхідно встановлювати виходячи з сумісної роботи споруди та основи. Навантаження, які при цьому враховуються, коефіцієнти надійності по навантаженню, а також можливі сполучення навантажень необхідно приймати згідно з вимогами ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

Залежно від періоду дії навантажень їх поділяють на постійні та тимчасові.

Постійні навантаження є навантаження, які під час будівництва та експлуатації споруди діють постійно. До них відносять: власну вагу несучих та огорожуючих конструкцій та вагу і тиск ґрунтів (насипів, засипок). Постійні навантаження визначаються за проектними даними на основі геометричних розмірів як добуток їх щільності на об'єм.

Змінні навантаження – навантаження, які діють в окремі періоди будівництва, а при експлуатації можуть бути відсутні.

Змінні навантаження поділяють на: тривалі; короткочасні; епізодичні.

До тривалих навантажень відносять:

- вагу тимчасових перегородок, підливок та підбетонки під обладнання;
- вагу стаціонарного обладнання: верстатів, апаратів, моторів, місткостей, трубопроводів з арматурою, опорними частинами та ізоляцією;

– стрічкових конвеєрів, постійних підйомних машин з їхніми канатами та напрямними, а також вагу рідких та твердих речовин, що заповнюють обладнання;

– тиск газів, рідин та сипучих тіл у місткостях та трубопроводах, надлишковий тиск та розрідження повітря, що виникає при вентиляції шахт;

– навантаження на перекриття від складованих матеріалів і стелажного обладнання у складських приміщеннях, холодильниках, зерносховищах, книгосховищах, архівах та подібних приміщеннях;

– температурні технологічні впливи від стаціонарного обладнання;

– вагу шару води на водонаповнених плоских покриттях;

– вагу відкладень промислового пилю, якщо його накопичення не виключене відповідними заходами;

– навантаження від людей, худоби, обладнання на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

– вертикальні навантаження від мостових та підвісних кранів з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

– снігові навантаження з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

– температурні кліматичні впливи з квазіпостійними розрахунковими значеннями;

– впливи, обумовлені деформаціями основи, які не супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту;

– впливи, обумовлені зміною вологості, компонентів агресивного середовища, усадкою і повзучістю матеріалів.

До короткочасних навантажень відносять:

– навантаження від устаткування, що виникають у пускозупинному, перехідному та випробувальному режимах, а також під час його перестановки чи заміни з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;

– вагу людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту

- устаткування з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
- навантаження від людей, худоби, устаткування на перекриття житлових, громадських та сільськогосподарських будівель з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
 - навантаження від рухомого підйомно-транспортного устаткування (навантажувачів, електрокарів, кранів-штабелерів, тельферів), а також від мостових та підвісних кранів з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
 - снігові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
 - температурні кліматичні впливи з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
 - вітрові навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями;
 - ожеледні навантаження з граничними чи експлуатаційними розрахунковими значеннями.

До епізодичних навантажень відносять:

- сейсмічні впливи;
- вибухові впливи;
- навантаження, викликані різкими порушеннями технологічного процесу, тимчасовою несправністю чи руйнуванням обладнання;
- впливи, обумовлені деформаціями основи, які супроводжуються докорінною зміною структури ґрунту (при замочуванні просадкових ґрунтів) або його осіданням у районах гірничих виробок і в карстових районах.

Значення коефіцієнта надійності за навантаженням приведені в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

Розрізняють навантаження нормативні та розрахункові.

Нормативними називаються навантаження або впливи близькі за величиною до найбільших можливим при нормальній експлуатації будівель і

споруд. Їх значення приведені в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

Коефіцієнт надійності за навантаженням враховує можливість відхилення зовнішнього навантаження в реальних умовах від навантажень, прийнятих в проєкті. Його значення наведені в ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження та впливи».

Розрахункові визначають як добуток нормативного навантаження на коефіцієнт надійності.

$$q = q_n \gamma_f,$$

де q – розрахункове навантаження;

q_n – нормальне навантаження.

При розрахунках за II групою граничних станів (за деформаціями) коефіцієнт надійності за навантаженням приймають рівним 1.

Всі конструкції, в тому числі основи та фундаменти, завжди розраховують на максимальне зусилля, яке дають комбінації кількох навантажень, що називається сполученням (поєднанням) навантажень.

До сполучення повинні входити навантаження, які найбільш несприятливо впливають на конструкції (основи) з точки зору граничного стану, що розглядається. Впливи, які взаємно виключають один одного, не можуть входити до одного сполучення.

Сполучення навантажень поділяють на основні та аварійні.

Для основних сполучень, що включають постійні та не менш ніж два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_1 = 0,90$ для короткочасних навантажень.

Для аварійних сполучень, що включають постійні та не менш як два змінні навантаження, останні приймаються з коефіцієнтом сполучення $\psi_1 = 0,95$ для тривалих навантажень і $\psi_2 = 0,80$ для короткочасних навантажень. Аварійне навантаження приймається з коефіцієнтом сполучень $\psi_1 = 1,00$.

2.6 Глибина закладання фундаментів

Під глибиною закладання фундаментів розуміють відстань від поверхні планування до підшови. За наявності в будівлі підвалу глибину закладання фундаменту d визначають з урахуванням відстані від підлоги підвалу до його підшови.

Очевидно, що чим менше глибина закладання фундаменту, тим менше об'єм матеріалу, що витрачається, і нижче вартість його зведення. Проте при виборі глибини закладання фундаменту доводиться керуватися цілим рядом чинників.

Глибина закладання фундаментів повинна визначатись з врахуванням:

1. Існуючого і проектного рельєфу території, що підлягає забудові. При проектуванні фундаментів необхідно зробити так, щоб підлога першого поверху будови була дещо вище від поверхні планування в найвищій точці рельєфу майданчика в межах розмірів будівлі, а підшва фундаментів була розташована не менше ніж на 0,5 м нижче від найнижчої точки рельєфу, який проектується, в тих же межах.

2. Інженерно-геологічних умов площадки будівництва (фізико- механічні властивості ґрунтів; характеристика нашарувань; наявність шарів, схильних до сковзання; наявність карманів вивітрювання; пустот, що утворилися в результаті розчинення солей і інше).

Врахування інженерно-геологічних умов полягає у виборі несучого шару ґрунту. Цей вибір проводиться на основі попередньої оцінки міцності і стисливості ґрунтів; за геологічними розрізами. Все різноманіття нашарування ґрунту можна представити у вигляді трьох схем (рис. 2.8).

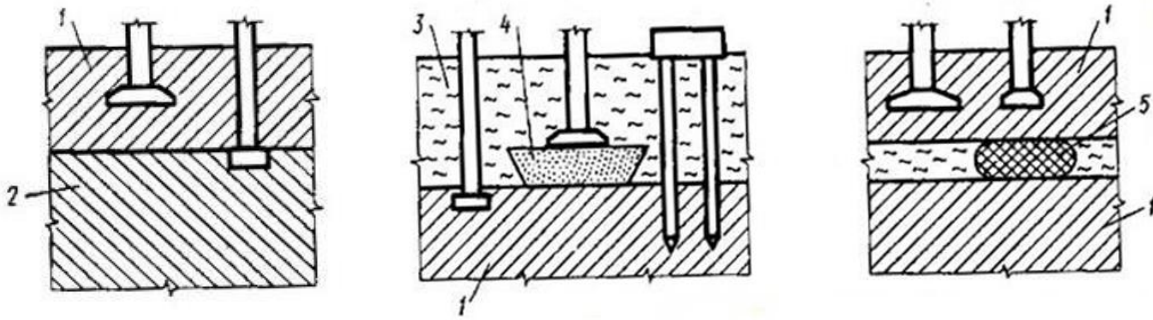


Рисунок 2.8 – Схеми нашарувань ґрунтів з варіантами влаштування фундаментів: 1 – нормальний ґрунт; 2 – міцніший ґрунт; 3 – слабкий ґрунт; 4 – піщана подушка; 5 – зона закріплення ґрунту

Мінімальна глибина закладання фундаменту на природних основах визначається так, щоб фундаментом були пройдені небудівельні ґрунти і він був заглиблений у несучий шар не менше ніж на 0,15–0,2 м.

3. Гідрогеологічних умов площадки (рівень підземних вод та верховодки, а також можливих їх змін в процесі будівництва і експлуатації споруди, агресивності підземних вод і т.д.).

При призначенні глибини закладання фундаменту слід намагатися розташувати фундамент вище від існуючого й передбачуваного рівнів підземних вод. Це значно скоротить витрати на виготовлення фундаменту і його захист від підземних вод.

4. Глибини сезонного промерзання ґрунтів.

Проблема полягає в тому, що багато водонасичених глинистих ґрунтів володіють здимальними властивостями, тобто збільшують свій об'єм при замерзанні, за рахунок утворення в них прошарків льоду. Замерзання супроводиться підсосом ґрунтової води з нижчележачих шарів, за рахунок чого товщина прошарків льоду ще більш збільшується. Це приводить до виникнення сил здимання по підшві фундаменту, які можуть викликати підйом споруди. Подальше відтавання таких ґрунтів приводить до різкого їх зволоження, зниження їх несучої здатності і просідання споруди (рис. 2.9).

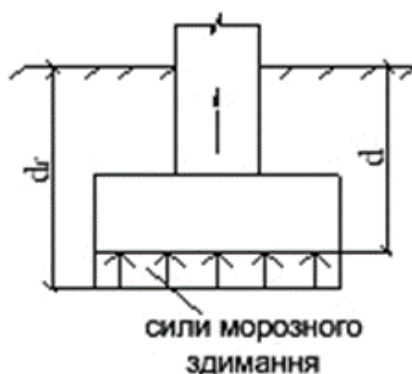


Рисунок 2.9 – Схеми морозного здимання основи: d_f –глибина сезонного промерзання ґрунтів; якщо $d < d_f$ – фундамент піднімається

До здимання найбільшхильні пилуваті ґрунти, що містять глинисті частинки. До нездимальних ґрунтів відносять: великоуламковий ґрунт з піщаним заповненням, піски гравіюваті, крупні і середньої крупності. Глибина закладання фундаментів в них не залежить від глибини промерзання (у будь-яких умовах).

Нормативна глибина сезонного промерзання ґрунту приймається рівною середній із щорічних максимальних глибин сезонного промерзання ґрунтів (за даними спостережень за період не менш 10 років) на відкритій, оголеній від снігу горизонтальній площадці при рівні підземних вод, розташованому нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів.

При відсутності даних багаторічних спостережень нормативну глибину сезонного промерзання ґрунту d_{fn} , визначають на основі теплотехнічних розрахунків. Для районів, де глибина промерзання не перевищує 2,5 м, її нормативне значення допускається визначати за формулою:

$$d_{fn} = d_0 \sqrt{M_t},$$

де M_t – безрозмірний коефіцієнт, чисельно дорівний сумі абсолютних значень середньомісячних від’ємних температур за зиму в даному районі, прийнятих за ДСТУ-Н Б В.1.1-27-2010 «Будівельна кліматологія», а при відсутності в них даних для конкретного пункту чи району будівництва – за результатами спостережень гідрометеорологічної станції, що знаходиться в аналогічній умовах з районом будівництва;

$d_0 = m$ – величина для: суглинків і глин – 0,23; супісків, пісків дрібних і пилюватих – 0,28; пісків гравіюватих, великих і середньої крупності – 0,30; великоуламкових ґрунтів – 0,34.

Значення d_0 для ґрунтів неоднорідної будови визначається як середньозважене в межах глибини промерзання.

Розрахункова глибина сезонного промерзання ґрунту d_f визначається за формулою:

$$d_f = k_n d_{fn},$$

де d_{fn} – нормативна глибина промерзання;

k_n – коефіцієнт, що враховує вплив теплового режиму споруди.

Для зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд – $k_n = 1,1$, крім районів з від’ємною середньорічною температурою.

Глибина закладання фундаментів опалювальних споруд за умовами недопущення морозного здимання ґрунтів основи повинна призначатися:

- для зовнішніх фундаментів (від рівня планування);
- для внутрішніх фундаментів – незалежно від розрахункової глибини промерзання ґрунтів.

Глибину закладання зовнішніх фундаментів допускається призначати незалежно від розрахункової глибини промерзання, якщо:

- фундаменти спираються на піски дрібні, і спеціальними дослідженнями на даній площадці встановлено, що вони не мають здимальних властивостей, а також у випадках, коли спеціальними дослідженнями і розрахунками встановлено, що деформація ґрунтів основи при їх промерзанні і відтаванні не порушує експлуатаційну придатність споруди;
- передбачено спеціальні теплотехнічні заходи, що виключають промерзання ґрунтів.

Глибину закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів опалювальних споруд з холодними підвалами (які мають від’ємну температуру в зимовий

період) варто приймати, рахуючи від підлоги підвалу.

Глибина закладання зовнішніх і внутрішніх фундаментів неопалюваних споруд повинна призначатися за табл. Г.2 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд», при цьому глибина обчислюється: при відсутності підвалу від рівня планування, а при наявності – від підлоги підвалу.

У проекті основ і фундаментів повинні передбачатися заходи, що не допускають зволоження ґрунтів основи, а також промерзання їх в період будівництва.

Мінімальну глибину закладання фундаментів у всіх ґрунтах, крім скельних, рекомендують приймати не менше 0,5м від рівня планування.

З метою зменшення глибини закладання підосви фундаментів, особливо в районах глибокого промерзання ґрунтів, іноді доцільно утеплювати ґрунт у межах верхнього шару теплоізоляційними матеріалами, що не вбирають вологу (рис. 2.10).

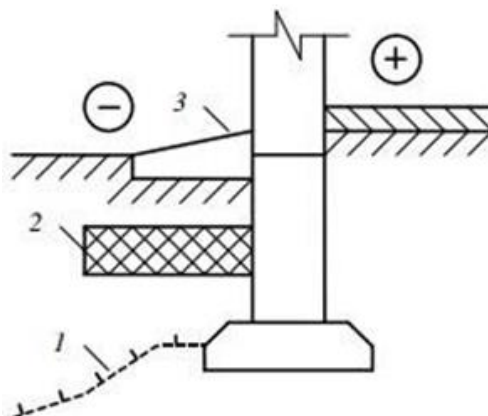


Рисунок 2.10 – Теплова ізоляція ґрунту біля фундаменту:
1 – границя промерзання; 2 – теплоізоляція; 3 – вимощення

5. Призначення, а також конструктивних особливостей споруди (наявність і розміри підвалів, фундаментів під обладнання і т. д.);

Основними конструктивними особливостями споруди, що впливають на глибину закладання її фундаменту є:

– наявність і розміри підвальних приміщень, відкосів або фундаментів під устаткування;

- глибина закладання фундаментів примикаючих споруд;
- наявність і глибина прокладки підземних комунікацій і конструкцій самого фундаменту.

Глибина закладання фундаментів d визначається від поверхні планування або підлоги підвалу до підшови фундаменту, за наявності бетонної підготовки – до її низу.

Глибина закладання фундаменту приймається на 0,2–0,5 м нижче за відмітку підлоги підвалу (або заглибленого приміщення), тобто на висоту фундаментного блоку.

Фундаменти споруди або його відсіку по можливості потрібно закладати на одному рівні (рис. 2.11).

При закладанні стрічкових фундаментів суміжних відсіків на різних відмітках перехід від більш зануреної частини до менш зануреної необхідно виконувати уступами. Уступи повинні бути не крутіше 1:2, а висота уступу – не більше 60 см. Стрічкові фундаменти примикаючих частин відсіків повинні мати однакове занурення протягом 1 м від шва.

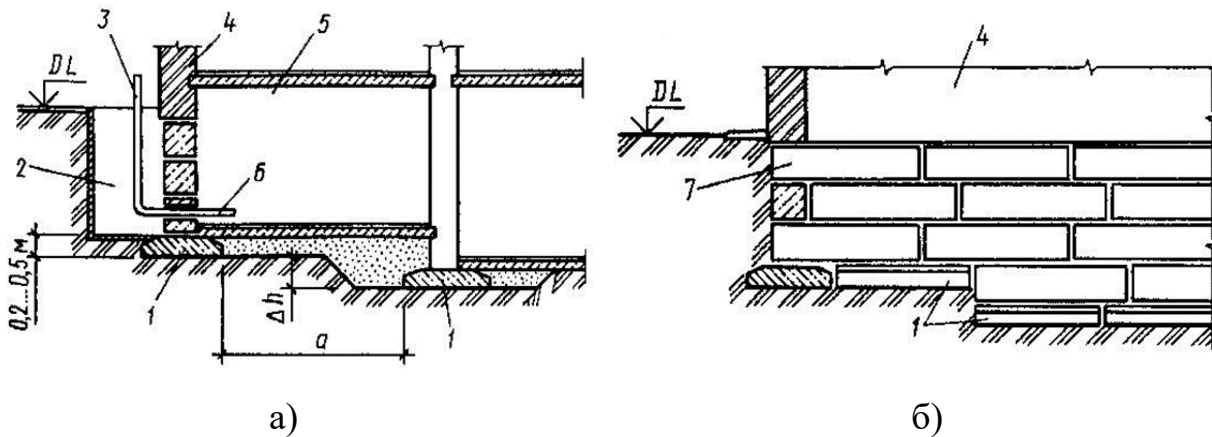


Рисунок 2.11. Вибір глибини закладання фундаменту залежно від конструктивних особливостей споруди: а – будівля з підвалом в різних рівнях і відсіком; б – зміна глибини закладання стрічкового фундаменту; 1 – фундаментні плити; 2 – відсік; 3 – трубопровід; 4 – стіна будівлі; 5 – підвал; 6 – введення трубопроводу; 7 – стінні блоки

Допустима різниця відміток закладання сусідніх стовпчастих фундаментів (рис.2.12) (або стовпчастих і стрічкових) визначається за формулою:

$$\Delta h \leq \alpha \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right),$$

де α – відстань між фундаментами у проєкті;

φ_1, c_1 – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунту;

p – середній тиск під подошвою розташованого вище фундаменту від розрахункових навантажень (для розрахунку основ за несучою здатністю).

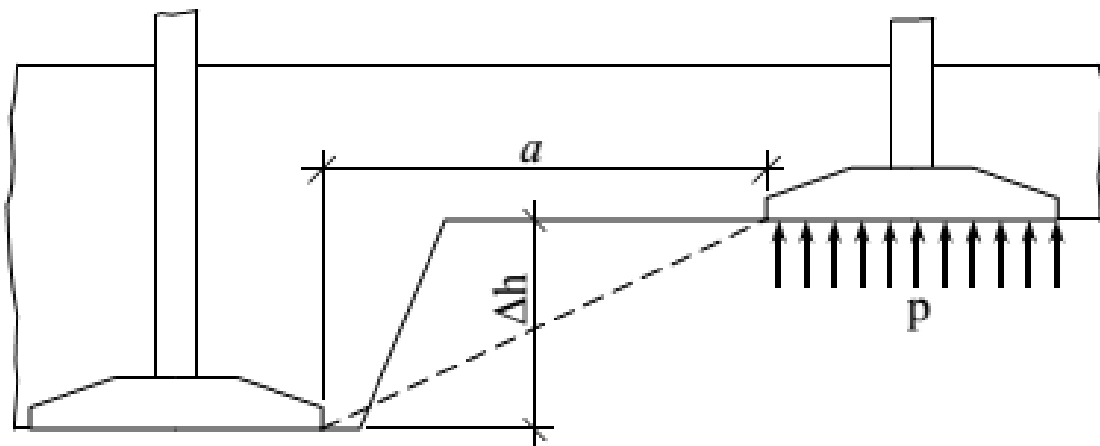


Рисунок – 2.12 – Схема примикання фундаментів, які проєктуються, до існуючих

Фундаменти споруд, як правило, необхідно закладати на одному рівні. Фундаменти проєктних споруд, що безпосередньо примикають до існуючих фундаментів, рекомендується приймати на одній відмітці. Перехід на більшу глибину занурення слід виконувати виходячи з умови $\Delta h \leq \alpha \left(\operatorname{tg} \varphi_1 + \frac{c_1}{p} \right)$. Якщо вона не виконується, необхідно застосовувати влаштування шпунтових стінок або іншої огорожі (рис. 2.13).

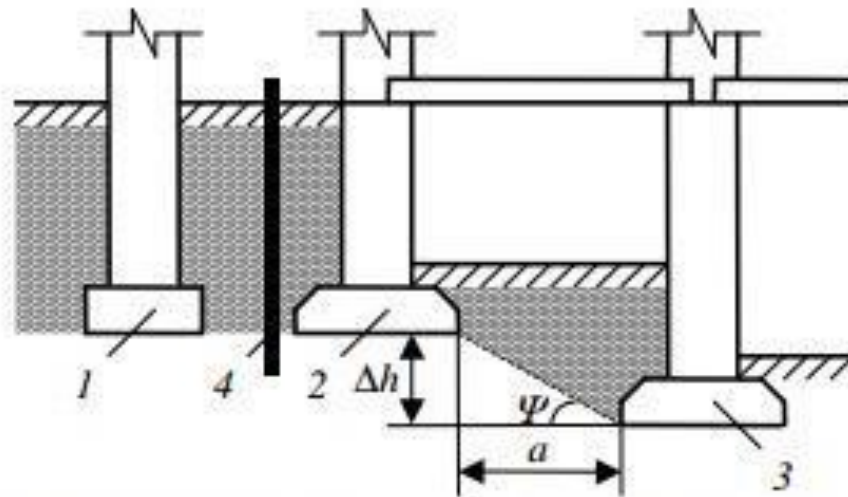


Рисунок 2.13. – Схема захисту існуючої будівлі від додаткових осідань при зведенні поряд нової будівлі з більшою глибиною закладання фундаментів: 1 – фундамент існуючої будівлі; 2 – фундамент нової будівлі; 3 – фундамент з більшою глибиною закладання; 4 – шпунтова стінка

6. Величини і характеру навантажень та дій їх на фундамент.

Навантаження, які діють на фундамент, суттєво впливають на вибір його конструкції та на глибину закладання. При рівномірно розподілених навантаженнях по периметру споруди більш доцільними є стрічкові фундаменти з невеликим заглиблення і значною площею, або пальові фундаменти. При великих зосереджених навантаженнях доцільнішим є використання стовпчастих фундаментів або опор глибокого закладання.

7. Глибини прокладки комунікацій.

Введення комунікацій (труби водопроводу, каналізації) має бути закладено вище за підшову фундаменту (рис. 2.14).

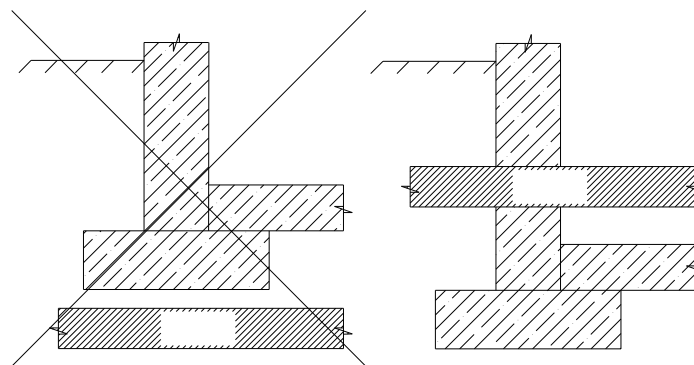


Рисунок 2.14 – Схема неправильного і правильного введення комунікацій

За цієї умови труби не схильні до додаткового тиску від фундаменту, а фундаменти не спираються на насипний ґрунт траншей, виритих для прокладки труб. Крім того, за необхідності заміни труб не будуть порушені ґрунти основи.

При виборі глибини занурення фундаментів рекомендується:

- передбачати занурення фундаментів в несучий шар на 10–15 см;
- уникати наявності під подошвою фундаменту шару ґрунту малої товщини, якщо його будівельні властивості значно гірші за властивості підстеляючого шару;
- закладати фундаменти вище рівня підземних вод для виключення необхідності застосування водозниження під час виконання робіт;
- у шаруватих основах всі фундаменти переважно зводити на одному ґрунті або на ґрунтах з близькою міцністю і стисливістю. Якщо ця умова неможливо, то розміри фундаментів вибираються головним чином з умови вирівнювання осадок.

За необхідності закладання фундаментів нижче рівня підземних вод слід передбачити методи виконання робіт, що зберігають структуру ґрунту.

Якщо глибина занурення фундаментів за умовами несучої здатності і реформованості ґрунтів основи виявляється надто великою, рекомендується розглянути заходи щодо покращення будівельних властивостей ґрунтів основи або перехід на пальові фундаменти.

ТЕМА 3 КОНСТРУЮВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

3.1 Класифікація фундаментів мілкового закладання та область їх застосування

Фундаменти, для яких співвідношення $\frac{h}{b} \leq 4$ відносять до фундаментів мілкового закладання.

Фундаменти мілкового закладання мають характерні особливості:

- співвідношення розмірів висоти і ширини не перевищує 4, що дозволяє розглядати такі фундаменти як жорсткі конструкції;
- навантаження на основу передається в основному через подошву;
- фундаменти влаштовують у відкритих котлованах або траншеях заданої форми утвореної в масиві ґрунту.

Фундаменти мілкового закладання можуть застосовуватись для будь-яких споруд і в будь-яких інженерно-геологічних умовах.

Тип фундаменту, його конструкція визначається на основі техніко-економічних порівнянь варіантів з врахуванням інженерно-геологічних умов площадки будівництва, виду споруди, розміру і характеру навантажень, виробничих можливостей будівельної організації.

Фундаменти можуть виконуватись в монолітному варіанті безпосередньо в котловані або в збірному варіанті з раніше виготовлених на заводі лементів.

Монолітні фундаменти дешевші ніж збірні і виготовляють з важкого бетону марки не нижче С8/10.

За матеріалами фундаменти поділяють на:

- дерев'яні з антисептичних колод хвойних дерев (використовуються для тимчасових конструкцій і невеликих споруд);
- кам'яні (бутові) з каменю марки 75, 100, 150, залежно від ґрунтів основи;
- бетонні та залізобетонні – їх розміри та конструкції призначаються за

розрахунками на міцність, стійкість і деформацію основи.

За формою фундаменти поділяють на:

- суцільні (плити під всю або частину споруди);
- стрічкові (під стіни і колони розташовані на одній осі);
- окремі фундаменти (під одну колону або стовп).

За методами розрахунку фундаменти мілкового закладання поділяють на два основні види, або класи: жорсткі – власні деформації яких досить малі порівняно з деформаціями основи (фундаменти з бутового каменю, бутобетоні, бетонні); гнучкі – власні деформації яких є великими порівняно з деформаціями основи. Такі фундаменти потребують застосування арматури.

Жорсткі фундаменти за конструкцією можуть бути: мінімальної ширини, звичайні, розширені (рис.3.1).

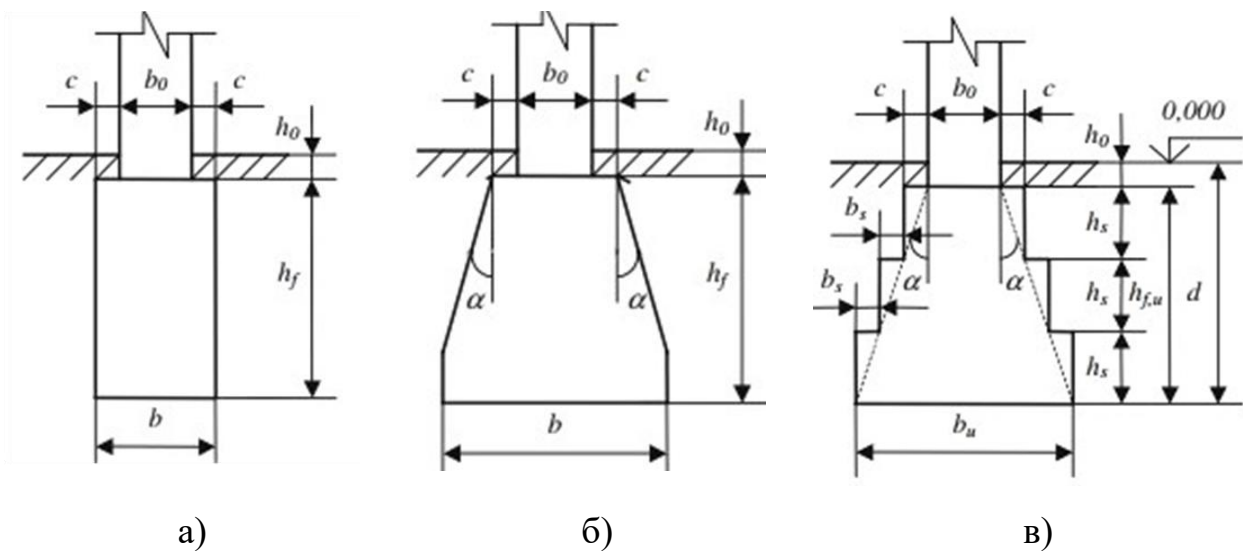


Рисунок 3.1 – Схеми поперечного перерізу жорстких фундаментів:
а – прямокутної форми (мінімальної ширини); б – з похилими бічними гранями;
в – розширений до підшви уступами

Фундаменти розширюються уступами, розміри яких визначаються кутом жорсткості α , який зумовлює співвідношення між висотою та шириною виступу фундаменту, яке призначають залежно від марки розчину або бетону та тиску на ґрунт. Тобто:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{b_s}{h_s}.$$

Кут α може бути від 26° до 38° , тобто граничним кутом нахилу, при якому в тілі фундаменту не виникають розтягуючі напруження.

Максимальна ширина b_u і найменша висота $h_{f,u}$ фундаменту визначаються співвідношенням:

$$b_u = b_0 + 2h_0 \operatorname{tg}\alpha.$$

Практичний розрахунок жорстких фундаментів промислових і цивільних будинків проводять у припущенні, що контактні напруження по підшві фундаменту розподіляються за лінійним законом. Для гнучких фундаментів розрахунок тіла фундаменту здійснюють шляхом вирішення контактної задачі з врахуванням характеру розподілу напружень під підшвою фундаменту.

До фундаментів (жорсткі), що розраховуються в припущенні лінійного розподілу контактних напружень, відносять: стрічкові і переривчасті фундаменти під стіни, окремі фундаменти під колони (рис.3.2).

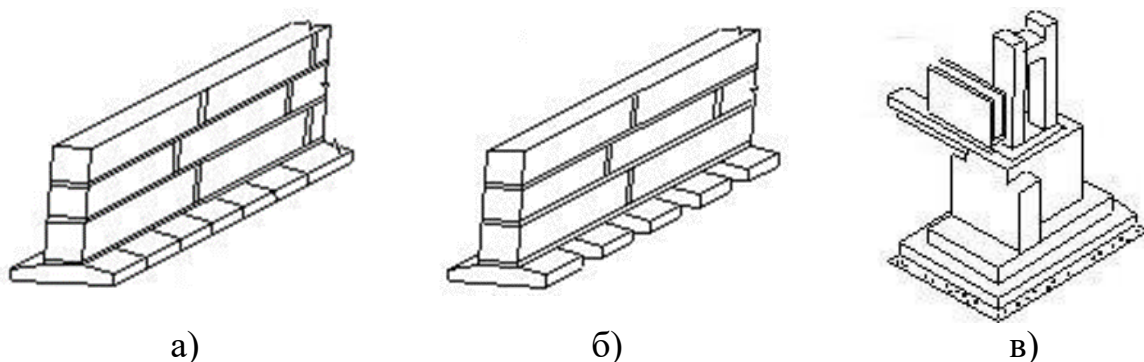


Рисунок 3.2 – Типи жорстких фундаментів мілкого закладання:
a – стрічковий і під стіни; *б* – стрічковий переривчастий фундамент під стіни;
в – окремо стоячий під колону

Доцільність застосування стрічкових фундаментів у задовільних інженерно-геологічних умовах визначається відношенням необхідної площі фундаментів до площі контуру будинку. Якщо це відношення, обумовлене навантаженням і механічними властивостями ґрунтів, не перевищує 50–60%, застосовують стрічкові фундаменти. В зворотному випадку більш економічними є плитні або палеві фундаменти. При використанні стрічкових фундаментів у

великопанельних будинках регламентується також мінливість основи на стискання, необхідно, щоб:

$$\text{при } \bar{E} = 7,8 \rightarrow \alpha_E \leq 1,5;$$

$$\text{при } \bar{E} = 15,0 \rightarrow \alpha_E \leq 2,0;$$

$$\text{при } \bar{E} = 30,0 \rightarrow \alpha_E \leq 3,0;$$

де \bar{E} – середній модуль деформації основи в межах площі забудови;

$$\alpha_E = \frac{\bar{E}_{\max,d}}{\bar{E}_{\min,d}} - \text{ступінь мінливості стиснутості основи};$$

$\bar{E}_{\max,d}$, $\bar{E}_{\min,d}$ – відповідно мінімальне і максимальне значення приведенного за глибиною модуля деформації в межах контуру будинку.

Зазначені критерії вводять через високу чутливість конструкцій великопанельних будинків до нерівномірних деформацій.

Окремо стоячі фундаменти під колони і стовпи (стовпчасті) в задовільних ґрунтових умовах використовують постійно, але якщо між гранями подошви суміжних фундаментів відстань складає $l_\phi \leq 1,2 - 1,0$ м, то доцільно використовувати стрічкові або плитні фундаменти.

До гнучких фундаментів відносять стрічкові фундаменти під колони, фундаменти з перехресних стрічок і плитні фундаменти (рис.3.3).

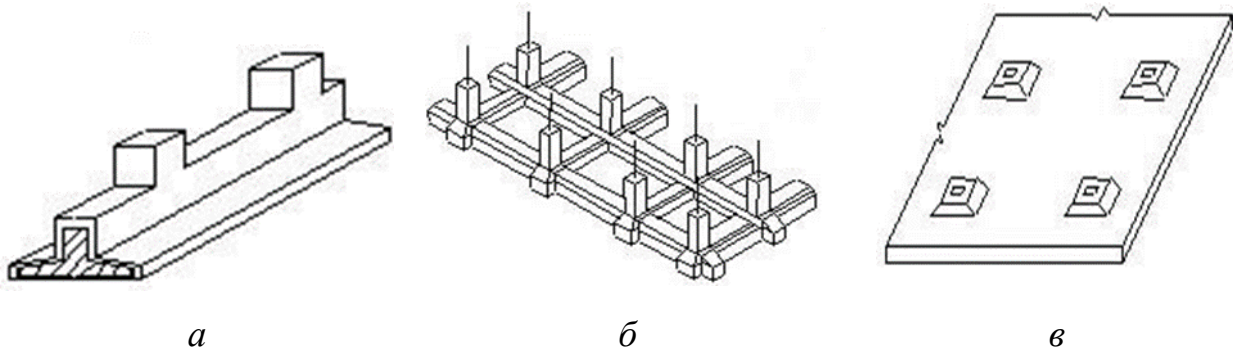


Рисунок 3.3 – Типи гнучких фундаментів мілкого закладання:
а – стрічковий під колони; *б* – з перехресних стрічок;
в – плитний з плоских та ребристих плит

Стрічкові фундаменти під колони і фундаменти з перехресних стрічок доцільні, коли при значних навантаженнях на кожен опору (більше 2000 кН) окремі фундаменти мають настільки великі розміри, що вони стикаються один з одним .

Фундаменти з перехресних стрічок можна уявити як систему взаємно перпендикулярних стрічкових фундаментів, на котрі в місцях перехрещень та примикань спираються колони (рис. 3.3).

Така конструкція забезпечує можливість вирівнювання осідань споруди через велику гнучкість і перерозподіл зусиль. Дані фундаменти раціональні при слабких неоднорідних навантаженнях ($R \leq 0,1$ МПа).

Армують стрічки у поздовжньому та поперечному напрямках за величиною згинальних моментів. У перерізі стрічки здебільшого мають таврове окреслення. Зменшення величини тиску на підшву можливе лише за рахунок збільшення її ширини.

Плитні фундаменти у вигляді плоских або ребристих залізобетонних плит (рис. 3.3, в) застосовують у випадках, коли значні навантаження передають на відносно слабку основу з малим розрахунковим тиском, або плита використовується як конструктивний елемент гідроізоляції при високому розташуванні рівня підземних вод; коли розрахункова площа окремо стоячих або стрічкових фундаментів більша 50–60% загальної площі забудови.

Головна перевага таких фундаментів – це їх здатність зменшити тиск на основу і перерозподілити зусилля на ґрунт: знижувати тиск на більш піддатливі ділянки й, навпаки, збільшувати тиск на ділянки більшої міцності.

Ребристі плити використовують, спрямовуючи ребра вверху або вниз. Поперечні і поздовжні ребра перетинаються в місцях спирання колон каркаса, що концентрує залізобетон у найбільш навантаженому місці. Плити з ребрами, повернутими вниз, спрощують конструктивне вирішення підлоги підвалу і зменшують обсяг земляних робіт. Плита з ребрами, повернутими уверх, навпаки,

вимагають заповнення проміжків між ребрами піском або бетоном, але спрощують розроблення котловану.

Плоскі плити значно простіші у виготовленні. Їх здебільшого застосовують в умовах підтоплювальних територій для сприйняття гідростатичного тиску. Жорсткість плитного фундаменту підвищують, підключаючи до роботи перекриття над підвалом. Розміри плитних фундаментів визначають за габаритами будівлі з урахуванням консолей відносно зовнішніх стін або рядів колон.

Сполучення плитних фундаментів із колонами каркаса можна здійснювати за допомогою збірних або монолітних підколонників.

3.2 Стрічкові фундаменти. Конструктивні рішення

В стрічкових фундаментах довжина в багато разів перевищує ширину. Вони розташовуються у вигляді монолітних або збірних залізобетонних елементів безперевних стрічок під стінами будівель та споруд. В поперечному перерізі вони можуть бути прямокутними, прямокутними з фундаментною подушкою, у вигляді трапеції або ступінчастими (рис. 3.4).

При конструктивному оформленні стрічкових фундаментів враховують матеріал фундаменту, інженерно-геологічні умови, навантаження і конструктивні рішення наземної частини будинку.

Малонавантажени фундаменти, фундаменти одно- і двоповерхових будинків можуть виконуватись без розширення до підшви. Збірні фундаменти часто влаштовують з розривами між стіновими блоками.

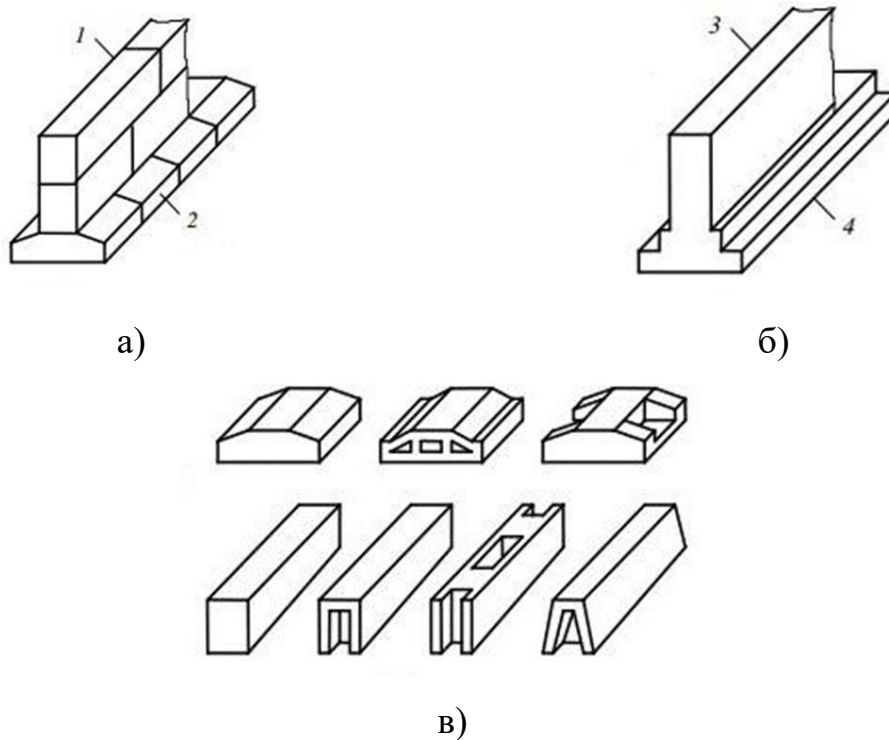


Рисунок 3.4 – Стрічкові фундаменти: а – збірний безперервний; б – монолітний; в – елементи збірної конструкції фундаментів; 1 – фундаментні блоки стін підвалу; 2 – фундаментні плити (подушка); 3 – стіна підвалу; 4 – подошва монолітного фундаменту

При розростанні навантажень на фундамент необхідно збільшувати розміри подошви, в цьому випадку фундамент виконують ступінчастим. Висота уступів визначається технологією виготовлення та конструктивними вимогами і складає для бутобетону 30 см, бутового мурування – 30–35см. Співвідношення висоти уступу до його ширини приймається таким, щоб у тілі фундаменту не виникали надмірні розтягуючі напруження (рис.3.5).

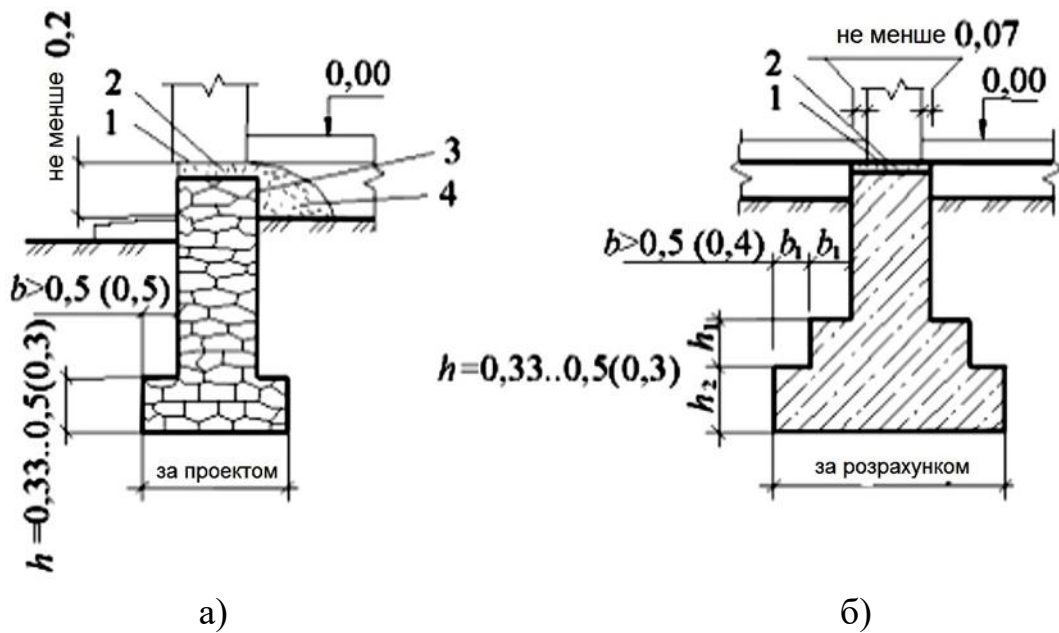


Рисунок 3.5 – Бутові і бутобетонні фундаменти з уступами: а – під зовнішню стіну; б – під внутрішню стіну; 1 – два шари гідроізоляції на бітумній мастиці; 2 – цементна стяжка; 3 – обмазка гарячим бітумом; 4 – засипка за технічним розрахунком (в дужках приведені дані для бутобетонних фундаментів)

При значних навантаженнях та слабких ґрунтах стрічкові фундаменти встановлюють з двох частин – розширеної плитної частини та вертикальної блокової частини, яка передає зусилля від стіни до підшви. Такі фундаменти виконують у залізобетоні, і вони є збірними (рис.3.6).

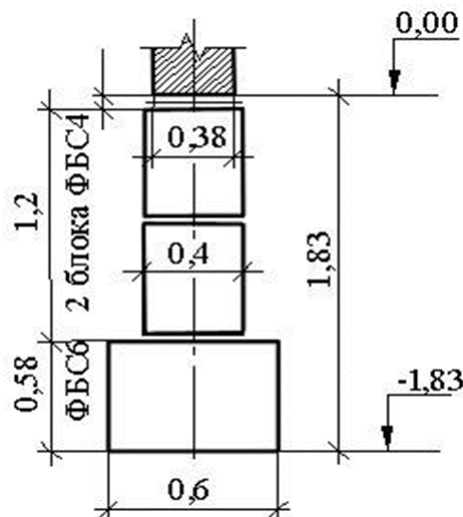


Рисунок 3.6 – Збірний стрічковий фундамент з плитною частиною та стіновими блоками

Залізобетонні фундаментні плити випускають відповідно до ДСТУ Б В.2.6-109:2010 «Плити залізобетонні стрічкових фундаментів. Технічні умови».

Плити позначаються буквами ФС (фундамент стрічковий) і цифрами, що вказують ширину і довжину плити в дециметрах (ФС32.12 – ширина – 3200 мм, довжина – 1180 мм).

Типові фундаментні плити виготовляють з бетону класу С8/10, С20/25; армування їх здійснюють сітками діаметром 6–14 мм класу А400С; кількість арматури визначають з розрахункової схеми плити. Найбільша ширина плити, згідно ДСТУ Б В.2.6-109:2010 складає 3,2 м. Для зведення будинків підвищеної поверховості з широким кроком використовують ребристі блоки більшої ширини з розмірами в плані 4×2,4 і 4×1,6, що розраховані на сприйняття розрахункового навантаження 1500 кН/м² при тиску на ґрунт 300 кПа.

Із метою збереження ресурсів використовують полегшені елементи стрічки, які мають кутові вирізи з довжиною 2380 мм, висотою 500 і шириною 2000–3200 мм. Така конструкція зберігає близько 12 % металу й близько 9 % бетону (рис. 3.7).

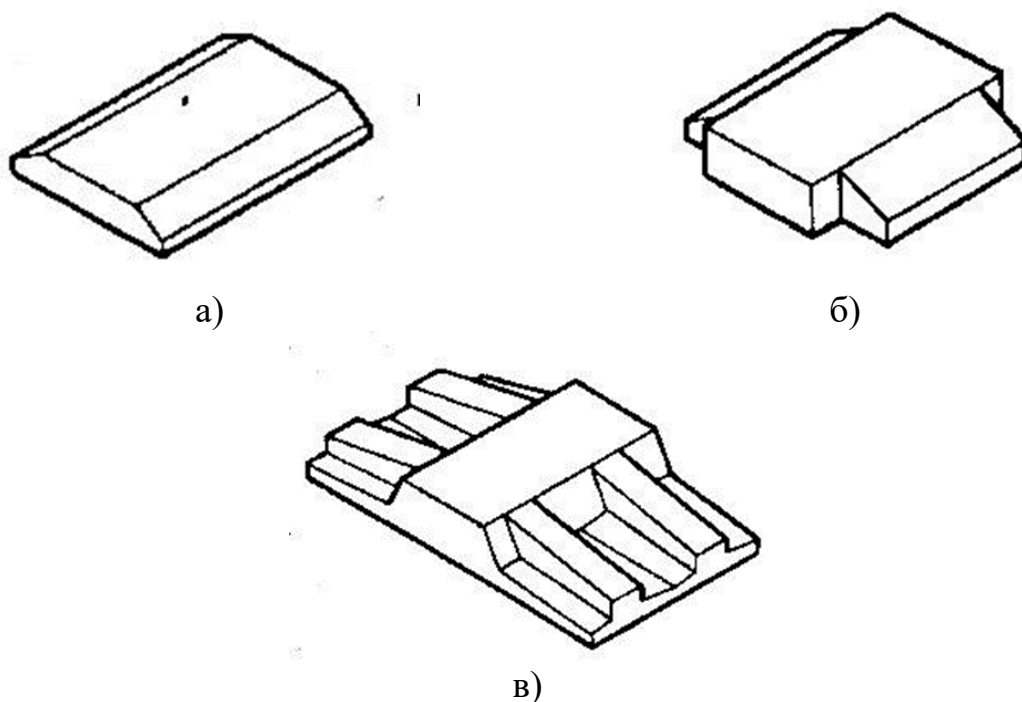


Рисунок 3.7 – Конструкції фундаментних плит: а – суцільна; б – з кутовими вирізами; в – ребриста

Стінові фундаментні блоки виготовляють згідно ДСТУ Б В.2.6- 108:2010. Блоки бетонні для стін підвалів. Технічні умови. Застосовують при проектуванні стрічкових фундаментів для цегляних або блочних стін.

Фундаментні стіни виконуються із суцільних (ФБС) або пустотілих (ФБП) блоків. Для укладання перемичок і пропуску комунікацій під стелями підвалів застосовують суцільні блоки з вирізом (ФБВ) (рис. 3.8).

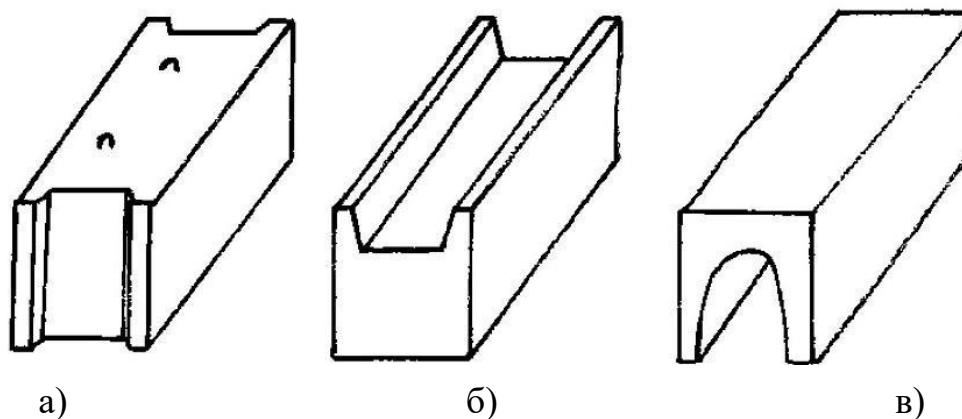


Рисунок 3.8 – Збірні фундаментні стінові блоки: а – суцільні (ФБС); б – суцільні блоки з вирізом (ФБВ); в – пустотілі (ФБП).

Блоки виготовляють з важкого бетону, керамзитобетону і щільного силікатного бетону.

Марка блоків позначається буквами та цифрами, які характеризують довжину, ширину та висоту і розділяються крапками. Буква, відокремлена дефісом, вказує тип бетону. Індекс «т» означає, що матеріал блоку важкий бетон.

Наприклад, ФБС24.5.6-В – фундаментний блок суцільний довжиною 24 дм (2400 мм), шириною 5 дм (500 мм), висотою 6 дм (600 мм), бетон важкий.

Блоки стін підвалу виготовляють з бетону класу С8/10 (звичайні блоки) і з бетону класу С12/15 (підсилені блоки). В останньому випадку в маркуванні блоку додається через тире індекс "у".

Рекомендації щодо влаштування збірних стрічкових фундаментів.

Фундаментні плити вкладають на ущільнене піщане підсіпання товщиною

10 см при опорному шарі, що складається з пілувато-глинистого ґрунту. Якщо передбачено влаштування арматурного шва, то зверху на стрічці розміщують арматурні стрижні.

Вертикальні блокові і панельні елементи вкладають поверх фундаментної плити на цементно-піщаному розчині. Товщина бетонних блоків залежить від товщини стіни (при цьому допускаються нависання надземних конструкцій по 13 см). Кількість рядів блоків по висоті блоків визначається глибиною закладання фундаменту (рис.3.9). Кладку ведуть на цементний розчин з прив'язкою як вздовж стіни, так і в місцях примикання поздовжніх і поперечних стін. В зонах перетинання зовнішніх і внутрішніх стін в швах кладки через два ряди по висоті вкладають Т-подібні чи Г-подібні арматурні сітки.

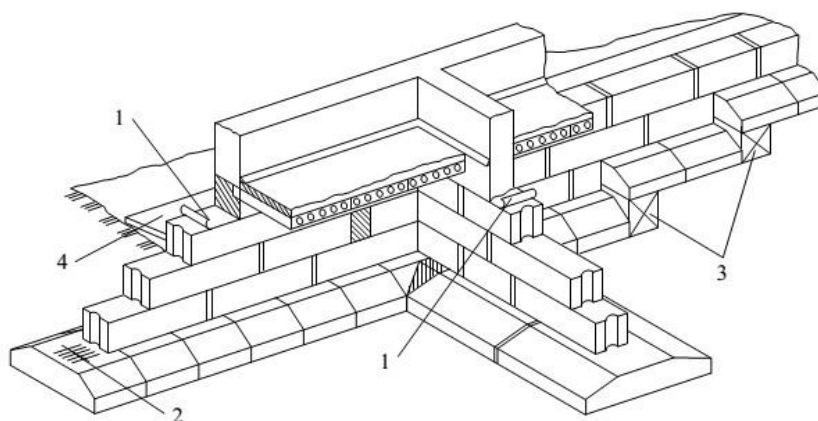


Рисунок 3.9 – Конструкція збірного стрічкового фундаменту:
1 – протикапілярна гідроізоляція; 2 – армований шов; 3 – перехід від однієї глибини закладання до іншої; 4 – вимощення

При малостискаємих ґрунтах ($E > 10$ МПа) товщина фундаментної стіни приймається рівною товщині наземної стіни, але не менше 30 см. Для забезпечення просторової жорсткості для перев'язки між фундаментними блоками використовують арматуру діаметром 8–10 мм, яка складає не менше 0,5 висоти фундаментного блоку. При сильностискаємих ґрунтах ($E < 10$ МПа), просідних, засолених, насипних і набухаючих не менше висоти фундаментного блоку.

Якщо за характером ґрунтових нашарувань або згідно архітектурно-планувальним особливостям необхідно в межах будівлі змінювати глибину закладання фундаментів, то перехід фундаменту від однієї глибини закладання до іншої здійснюють уступами.

При влаштуванні збірних фундаментів на сильностискаємих просідних нашаруванні шарів передбачаються арматурні шви або пояса поверх фундаментних плит або останнього ряду стінових бетонних блоків по всьому периметру споруди.

3.3 Окремі фундаменти

Їх улаштовують у будівлях змішаного або каркасного типу, коли між окремими опорами відстань досить велика, а основа має достатню несучу здатність. Іноді разом із рандбалками такі фундаменти влаштовують і під несучі стіни. Окремо стоячі фундаменти під колони і опори для безкаркасних стін головним чином малоповерхових будинків, фундаменти колон каркасних будинків звичайно влаштовують ступінчастими.

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

При дії центрального завантаження, незначних моментів і поперечних сил окремі фундаменти проектують квадратними або круглими в плані.

Конструкція верхньої частини фундаментів залежить від особливостей конструкції надземної частини будівлі. Для збірних залізобетонних колон позначку уступу відносно позначки чистої підлоги приймають на рівні 0,15, а в підколоннику передбачають стакан для поєднання колони з фундаментом (серії 1.412-1/77 або 1.412-2/77, 1.412-3/79).

Для монолітної колони уступ роблять на рівні верха фундаментної балки,

а для металевої колони на 100 мм нижче від позначки опорної плити колони. Для опирання фундаментних балок передбачають підбетонки.

Переважно монолітні окремі залізобетонні фундаменти складаються з плитної частини ступінчастої форми та підколонника (рис.3.10).

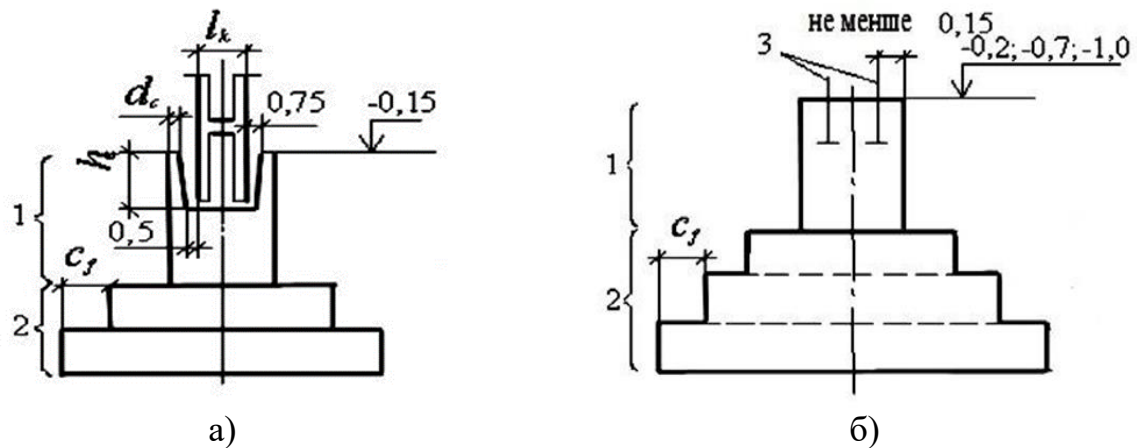


Рисунок 3.10 – Ступінчасті фундаменти: а – під збірну колону; б – під металеву колону; 1 – підколонник; 2 – плитна частина; 3 – анкерні болти

Розміри плитної частини в плані приймають за розрахунком кратними 300 мм. Розміри підколонника, ступіней і висоту фундаменту приймають також кратними 300 мм, а висоти ступіней та плитної частини – кратними 150 мм.

Висоту плитної частини фундаменту h_s визначають розрахунком на продавлювання її підколонником. Залежно від h_s призначають кількість ступіней, що мають висоту 300, 450 чи 600 мм. Висоту нижньої ступіні c_f , що розраховується як консоль від тиску ґрунту під подошвою, приймають кратною 100.

Габаритні розміри ступінчастих фундаментів визначаються, як правило, інженерно-геологічними особливостями площадки будівництва. Розміри підколонника залежать від розмірів колон (l_x):

- для колон розміром 300×300, 400×400 підколонник приймається 900×900;
- для колон розміром 500×500, 600×600 підколонник приймається 1200×1200.

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

Армування стовпчастих фундаментів виконується плоскими зварними сітками з арматури класів А240С і А400С (ДСТУ Б В.2.6-173:2011. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови). Для сіток підосви мінімальний діаметр арматури 10 мм класу А400С, при ширині фундаменту менше 3 м та 12 мм класу А400С, при ширині фундаменту більше 3 м. Для пілколонника – вертикальна арматура мінімум 12 мм класу А400С.

Глибина замурування колон фундаменту повинна відповідати вимогам заробки робочої арматури колони (клас А400С при марці бетону колони С12/15 30 діаметрів арматури, при марці бетону колони С20/25 і більше – 25 діаметрів арматури).

Глибина замурування подвійних колон. При $h_n > 1,2$ м глибина замурування приймається 1,2 м.

Товщину дна стакана слід приймати за розрахунком на розколювання та продавлення фундаменту, але не менше 200 мм. Бетон для замонолічування колони в стакані повинен бути не нижче класу С12/15 і не нижче на 1 ступінь марки бетону стакана.

При влаштуванні окремих фундаментів під стіни по обрізу фундаментів, а за необхідності і через додаткові опори, вкладають фундаментні балки, на які опираються підземні конструкції (рис. 3.11,а).

У тих випадках, коли це можливо, збірний фундамент влаштовують з одного елемента (рис. 3.11,б) або переходять на монолітний варіант фундаменту.

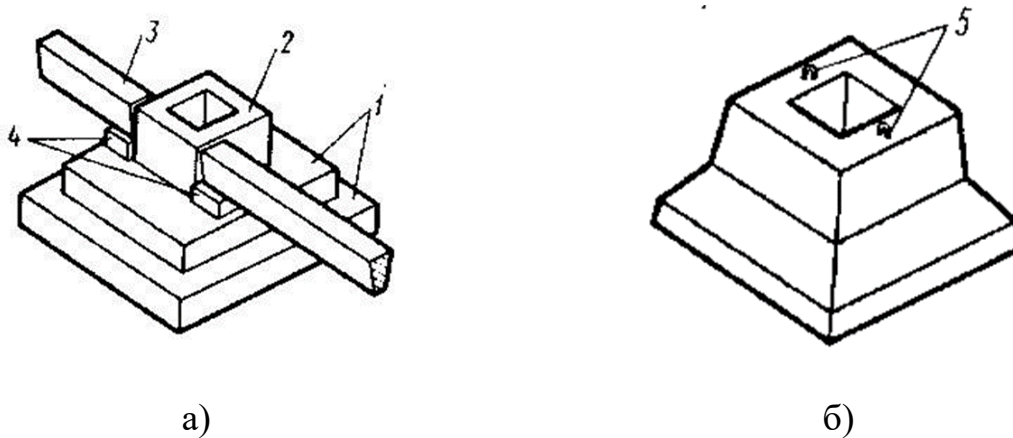


Рисунок 3.11 – Збірний фундамент під колону: а – з декількох елементів; б – з одного елемента; 1 – фундаментні плити; 2 – підколонник; 3 – рандбалка; 4 – бетонні стовпчики; 5 – монтажні петлі

З метою скорочення трудомісткості робіт із влаштування фундаментів і зменшення їх вартості створюються нові типи фундаментів, які у відповідних ґрунтових умовах опиняються економічнішими порівняно з традиційними типами.

ТЕМА 4 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

4.1 Послідовність проектування фундаментів мілкового закладення

Основи та фундаменти мілкового закладення проектують у такій послідовності:

1. Вивчають конструктивну схему будівлі і визначають навантаження на фундаменти.
2. Аналізують ґрунтові умови будівельного майданчика.
3. Вибирають тип фундаменту (стрічковий, стовпчастий, плитний).
4. Призначають глибину закладання фундаменту.
5. Визначають розміри подошви фундаменту.
6. При необхідності намічають заходи по ущільненню або закріпленню слабких чи структурно-нестійких ґрунтів
7. При необхідності виконують розрахунки основ за несучою здатністю.

8. Розраховують деформації основ і фундаментів.

9. Проектують і розраховують тіло фундаменту.

4.2 Визначення розрахункового опору ґрунту основи

Залежність «навантаження – осадка» для фундаментів мілкового закладання можна рахувати лінійною лише до певної межі тиску на основу. В якості такої границі приймається розрахунковий опір ґрунтів основи R . Середній тиск під подошвою фундаменту (від навантаження для розрахунку основ за деформаціями) не повинен перевищувати розрахунковий опір ґрунту основи R .

Розрахунковий опір ґрунтів основи R визначається за формулою:

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

де R – розрахунковий опір ґрунту;

γ_{c1} – коефіцієнт умови роботи ґрунту (визначається за ДБН);

γ_{c2} – коефіцієнт умов роботи споруди, що залежить від його конструктивної схеми – жорсткої або гнучкої (визначається за ДБН);

k – коефіцієнт приймається рівним: $k = 1$, якщо характеристики міцності ґрунту (φ і c) визначенні дослідним шляхом; $k = 1,1$, якщо характеристики міцності ґрунту (φ і c) прийняті за ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд»;

M_{γ} , M_q , M_c – коефіцієнти несучої здатності основи, що залежать від кута внутрішнього тертя φ ;

k_z – коефіцієнт ширини фундаменту приймається: при $b < 10$ м $k_z = 1$; при $b \geq 10$ м $k_z = \frac{z_0}{b} + 0,2$ ($z_0 = 0,8$);

γ_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає нижче подошви фундаменту (за наявності ґрунтової води визначається з урахуванням зваженої дії води: $\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$);

γ'_{II} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підошви фундаменту (питома вага ґрунту засипки, приймають $\gamma'_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$;

d_1 – глибина закладання підошви фундаменту, що залежить від конструктивної схеми будинку (для безпідвальних споруд приймається від рівня планування і $d_1 = d$; для споруд з підвалом – приведена глибина закладання зовнішнього і внутрішнього фундаментів від підлоги підвалу і визначається за формулою:

$$d_1 = h_s + \frac{h_{cf}\gamma_{cf}}{\gamma'_{II}},$$

h_s – товщина шару ґрунту вище підошви фундаменту зі сторони підвалу;

h_{cf} – товщина конструкції підлоги;

γ_{cf} – розрахункове значення питомої ваги конструкції підлоги, кН/м^3 ;

γ'_{II} – розрахункову значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підошви фундаменту;

c_{II} – питоме зчеплення ґрунту під підошвою фундаменту,

b – ширина підошви фундамента;

d_b – глибина підвалу – відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною $B \leq 20 \text{ м}$ і глибиною більше 2 м приймається $d_b = 2$, при ширині підвалу $B > 20 \text{ м}$ приймається $d_b = 0$).

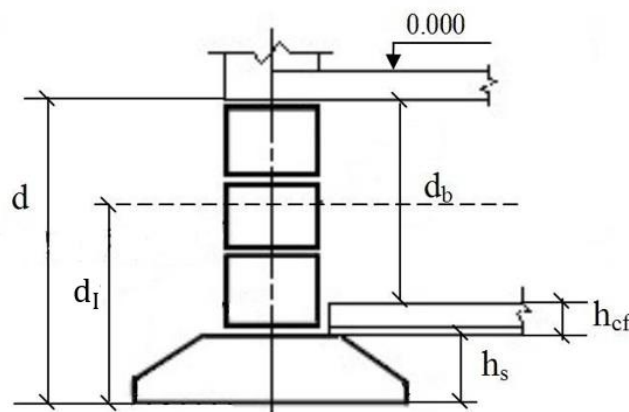


Рисунок 4.1 – Схема для розрахунку приведеної глибини закладання фундаменту d_1

При визначенні розрахункового опору ґрунту R значення характеристик γ_{II} , φ_{II} , c_{II} приймається для шару ґрунту, який знаходиться під подошвою фундаменту до глибини:

$$Z_R = 0,5b \text{ при } b \leq 10 \text{ м,}$$

$$Z_R = t + 0,1b \text{ при } b > 10 \text{ м (} t = 4 \text{ м).}$$

За наявності декількох шарів ґрунту від подошви фундаменту до глибини Z_R приймається середньозважене значення вказаних характеристик (рис. 4.2).

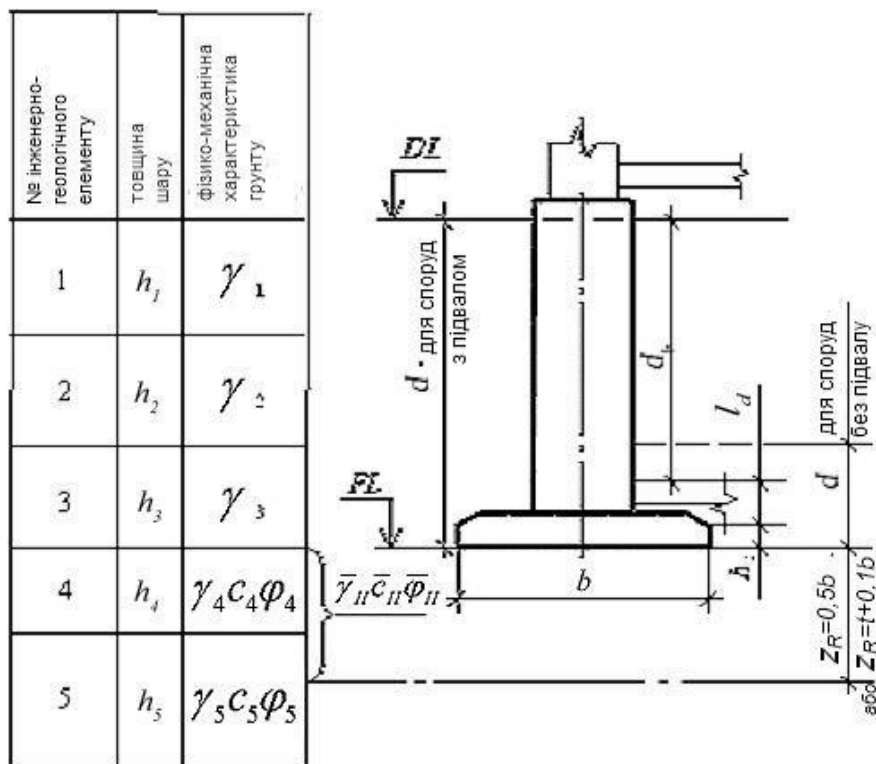


Рисунок 4.2 – Схема розрахунку розрахункового опору ґрунту

Визначення розрахункового опору ґрунту R за наведеною вище формулою допускається застосовувати для розрахунку фундаментів будь-якої форми в плані.

4.3 Визначення основних розмірів фундаментів

Центрально-навантажений фундамент

Центрально-навантаженим фундаментом вважають такий, у якого вертикальна складова рівнодіючої всіх сил проходить крізь центр його підшви (рис. 4.4, а).

Визначення розмірів підшви фундаменту за заданим значенням розрахункового опору ґрунту основи.

У зв'язку з тим, що величина R залежить від ширини підшви фундаменту b , яку треба визначити, розрахунок виконують способом послідовного наближення.

Як правило, вертикальне навантаження на фундамент N_0 здається на рівні його обрізу, який часто співпадає з відміткою планування. В цьому випадку сумарний тиск на основу на рівні підшви фундаменту буде визначатись за формулою:

$$p = \frac{N_{0II}}{A_{\phi}} + \gamma_{mII} \cdot d \leq R,$$

де γ_{mII} – усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту і матеріалу фундаменту (при наявності підвалу 17 кН/м^3 , при відсутності підвалу – 20 кН/м^3);

d – глибина закладання фундаменту, рахуючи від відмітки планування;

A_{ϕ} – площа підшви фундаменту;

R – розрахунковий опір ґрунту, кПа.

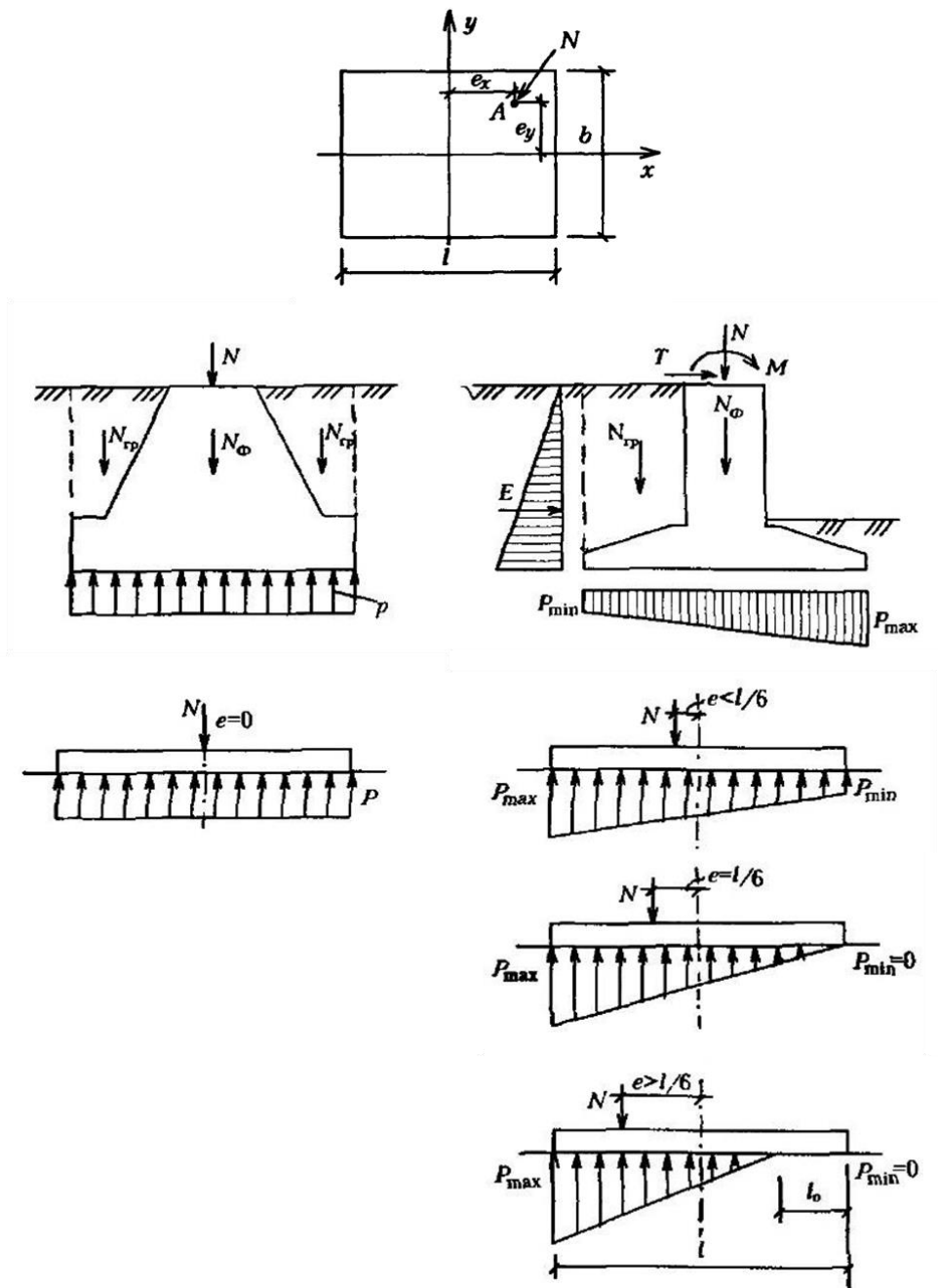


Рисунок 4.4 – Схема підосви і епюри тиску по краях підосви: а – центрально-навантаженого фундаменту; б – позацентрово-навантаженого фундаменту

Якщо прийняти $p = R$, отримаємо формулу для визначення площі підосви стовпчастого прямокутного фундаменту A_{ϕ} :

$$A_{\phi} = \frac{N_{0II}}{R - \gamma_{mII} d}$$

Якщо задатись співвідношенням сторін підосви фундаменту $\eta = \frac{l}{b}$, то

$$b = \sqrt{\frac{N_0}{\eta \cdot (R - \gamma_{mII} \cdot d)}} = \sqrt{\frac{A_\phi}{\eta}} \text{ приймається рівним } 1,1-2,0.$$

Для стовпчастого круглого фундаменту:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \Rightarrow D = 2 \sqrt{\frac{A}{\pi}},$$

де $b = D$ – діаметр фундаменту.

Для стрічкового (неперервного) фундаменту:

$$b = \frac{A_b}{l} = \frac{N_{0II}}{R - \gamma_{mII} \cdot d},$$

тобто ширина чисельно дорівнюється площі підшви, якщо використовується навантаження що приходиться на $l = 1$ м довжини фундаменту.

Знайдені розміри підшви фундаменту заокруглюють з врахуванням прийнятої модульності та уніфікації елементів конструкцій, конструюють і розраховують фундамент на міцність.

Згідно з прийнятими розмірами фундаменту визначають його об'єм V_f та вагу N_{fII} за формулою:

$$N_{fII} = V_f \gamma_b \gamma_{fe}$$

де $\gamma_b = 25 \text{ кН/м}^3$ питома вага матеріалу фундаменту, а саме залізобетону;

$\gamma_{fe} = 1,0$ – коефіцієнт надійності за експлуатаційним навантаженням. А також вагу ґрунту над уступами фундаменту за формулою:

$$N_{sII} = [(b \cdot l)d - V_f] \gamma_{II}^I \gamma_{fe},$$

де $\gamma_{II}^I = 17 \text{ Н/м}^3$ – питома вага ґрунту зворотної засипки.

Розміри підшви фундаменту необхідно перевірити виходячи з умови тиску на рівні підшви фундаменту за формулою:

$$p_{II} = \frac{N_{0II} + N_{fII} + N_{sII}}{l \cdot b} \leq R,$$

де R – повинно являти собою уточнене значення розрахункового опору ґрунту, визначене згідно з прийнятою шириною підшви фундаменту.

Якщо p_{II} набагато менше R , недозавантаження, необхідно змінити розмір

підосви на менші і ще раз перевірити умову $p_{II} < R$. З ціллю економії матеріалів допустиме значення недозавантаження, як правило, приймають до 5 % для монолітних конструкцій та до 10 % – для збірних. Перенавантаження основи вище значення R , як слідує з формули $p_{II} < R$.

Для збірних стрічкових фундаментів досягнути повного використання умови $p_{II} < R$ можна шляхом вкладання блоків-подушок з проміжками, тобто шляхом влаштування переривчастої подушки. Виходячи з рівності площ неперервного стрічкового фундаменту шириною b та фундаменту з переривчастою подушкою, можна знайти допустиму віддаль між блоками-подушками з виразу:

$$l = l_b[(b_b/b) - 1],$$

де l_b розмір блока-подушки по повздовжній осі фундаменту;

b_b – прийнята ширина блока-подушки;

b – необхідна ширина підосви фундаменту за розрахунком.

Влаштування переривчастих фундаментів доцільне для ґрунтів з кутом внутрішнього тертя більше 20° .

Визначення розмірів підосви фундаменту при невідомому значенні розрахункового опору ґрунту основи.

Для стрічкових фундаментів ширину фундаменту b визначають з рівняння:

$$a_0 b^2 + a_1 b - n_0 = 0.$$

Для стовпчастого фундаменту ширину фундаменту b визначають з рівняння:

$$a_0 \eta b^3 + a_1 \eta b^2 - N = 0$$

де $a_0 = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} M_\gamma \cdot \gamma_{II}$;

$$a_1 = \left[\frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_q d_I \gamma_{II}^I + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}^I + M_c c_{II}) \right] - \gamma_{II} \cdot d,$$

$$n_0 = \frac{N_0}{b}.$$

Позацентрово-навантажений фундамент

Позацентрово-навантаженим фундаментом вважають такий, коли рівнодіюча зовнішнього навантаження має ексцентриситет e відносно центра ваги площі подошви (рис. 4.4, б). Він виникає за рахунок дії на фундамент не тільки вертикального зусилля N , але і згинального моменту M чи поперечної сили T .

Прикладом такого фундаменту є окремий фундамент одноповерхового каркасного будинку виробничого призначення. На рівні його подошви діють: вертикальне навантаження від ваги надземних конструкцій, обладнання та власної ваги фундаменту; згинальний момент від ексцентрично прикладених елементів надземної конструкції (стіни, фундаментні балки), роботи кранів, вітрового й снігового навантаження; горизонтальне навантаження – від дії кранового обладнання, вітру тощо.

Розміри позацентрово-навантажених фундаментів розраховують виходячи з умов:

$$\begin{aligned}p_{II} &\leq R, \\p_{\max II} &\leq 1,2R, \\p_{\max II}^c &\leq 1,5R,\end{aligned}$$

де p_{II} – середній тиск під подошвою від навантаження для розрахунку основ за деформаціями;

$p_{\max II}$ – максимальний крайовий тиск під подошвою в кутовій точці при дії моменту сил в одній площині;

$p_{\max II}^c$ – максимальний крайовий тиск під подошвою в кутовій точці при дії моментів сил у двох напрямках;

R – розрахунковий опір ґрунту основи.

Максимальний і мінімальний тиск під краєм фундаменту при дії сил відносно основної площини подошви (рис. 4.4) визначають за формулою:

– для квадратного фундаменту:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \pm \frac{M_x y}{I_x},$$

де N – сумарне вертикальне навантаження на основу разом з вагою фундаменту і вагою на його обрізах;

A_{ϕ} – площа підошви фундаменту;

M_x – момент сил відносно центра підошви фундаменту;

y – відстань від головної осі інерції перпендикулярна площині дії моменту сил до найбільш віддалених точок підошви фундаменту;

I_x – момент інерції площі підошви фундаменту відносно тієї ж осі;

– для прямокутного фундаменту:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N}{A_{\phi}} \pm \frac{M_x}{W_x} = \frac{N}{A_{\phi}} \left(1 \pm 6 \frac{e_x}{l} \right),$$

де W_x – момент опору підошви;

e_x – ексцентриситет рівнодіючої вертикального навантаження відносно центру підошви $e_x = \frac{M_x}{N}$;

l – розмір підошви в напрямку дії моменту.

4.4 Перевірка розрахункового опору слабопідстеляючого шару

Якщо в межах стисливої товщі основи на глибині z від підошви фундаменту розташований шар ґрунту меншої міцності (рис. 4.5), ніж міцність шарів, що лежать вище, необхідна перевірка виконання умови:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z,$$

де σ_{zp} та σ_{zq} – вертикальні напруження в ґрунті на глибині z від підошви фундаменту, відповідно додаткове від навантаження на фундамент і від власної ваги ґрунту, кПа;

R_z – розрахунковий опір ґрунту меншої міцності на глибині z , для умовного фундаменту шириною b_z кПа.

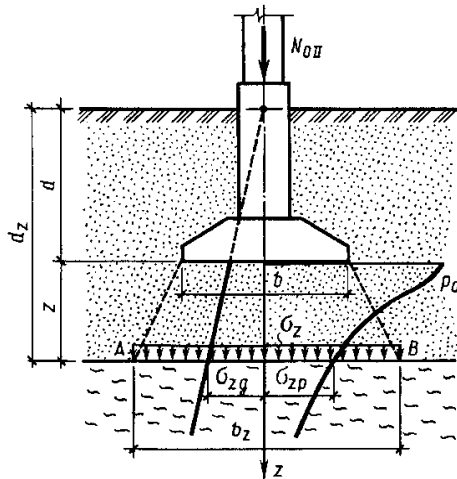


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема для перевірки тиску на слабопідстеляючий шар ґрунту основи

$$\sigma_{zp} = \alpha(p_{II} - \gamma_{II}^I d_n) = \alpha p_0 ,$$

де α – коефіцієнт зміни додаткового напруження по глибині основи з врахуванням форми підосви фундаменту;

p_{II} – тиск по підосві від розрахункового навантаження, кПа;

γ_{II}^I – питома вага ґрунту в межах глибини d_n , кН/м;

p_0 – додатковий тиск по підосві фундаменту, що перевищує тиск від власної ваги ґрунту на глибині d_n , кН/м;

$$\sigma_{zq} = \sum \gamma_{iII} d_z$$

де γ_{iII} – питома вага ґрунту i -го шару в межах глибини d_{nz} , кН/м;

Напруження σ_{zp} виникає на поверхні умовного фундаменту шириною b_z , що визначається за формулою:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a$$

де $a = \frac{l-b}{2}$, $A_z = \frac{N_{oII}}{\sigma_{gp}}$

N – сумарне вертикальне навантаження на основу фундаменту;

l і b – прийняті довжина та ширина фундаменту.

Для стрічкового фундаменту:

$$b_z = \frac{q_{II}}{\sigma_{гр}},$$

де q_{II} – вертикальне навантаження на один метр погонний фундаменту.

Розрахунковий опір ґрунту пониженої міцності R_z розраховують за формулою розрахункового опору ґрунту з використанням характеристик слабкого шару, що залягає на глибині z , тобто:

$$R = \frac{\gamma_{c1,с.ш.}\gamma_{c2,с.ш.}}{k} [M_\gamma k_z b \gamma_{II,с.ш.} + M_q d_I \gamma_{II}^I + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}^I + M_c c_{II,с.ш.}],$$

де $\gamma_{c1,с.ш.}\gamma_{c2,с.ш.}$ – коефіцієнти умов роботи згідно табл. Е7 ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд» для слабкого шару ґрунту;

$\gamma_{II,с.ш.}$ – усереднене розрахункове значення питомої ваги для слабкого шару ґрунту, кН/м³;

$c_{II,с.ш.}$ – розрахункове значення питомого зчеплення слабкого шару ґрунту, кПа;

$d_I = d + z$ – приведена глибина закладання фундаменту.

Згідно отриманому значенню R_z перевіряють умову $\sigma_{zp} + \sigma_{zq} \leq R_z$. Якщо вона не виконується, то збільшують розмір подошви фундаменту. Задачу виконують послідовним наближенням.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 2

ПАЛЬОВІ ФУНДАМЕНТИ

ТЕМА 5 ЗАХИСТ ФУНДАМЕНТІВ І ЗАГЛИБЛЕНИХ ПРИМІЩЕНЬ ВІД ПІДЗЕМНИХ ВОД І ВОГКОСТІ

Необхідність захисту фундаментів від підземних вод і вогкості викликана негативною дією даних чинників на стан будівельних конструкцій (поява на внутрішній стороні стін вогкості, цвіль, відшаровування фарби, відсипання штукатурки, погіршення санітарних умов підвалу за рахунок підвищеної вологості; вогкість може по капілярах конструкцій розповсюдитися і вище, в нижні поверхи будівель, і так далі і тому подібне).

Розрізняють три основні групи способів захисту заглиблення приміщень від шкідливої дії підземних вод і вогкості: відведення дощових і талих вод; влаштування дренажів для осушення ґрунту; застосування гідроізоляції.

Вибір способу захисту залежить від топографічних, гідрогеологічних умов, сезонного коливання рівня підземних вод, агресивності вод, конструктивних особливостей заглиблених приміщень.

Для відведення дощових і талих вод уздовж зовнішніх стенів будівель обов'язково влаштовують відмостку з ухилом убік від споруди (рис. 5.1); здійснюють вертикальне планування території забудови (надання місцевості певних ухилів); влаштовують системи водовідливних каналів, зливної каналізації і тому подібне.

Влаштування дренажів. Дренаж – це система дрен і фільтрів, яка служить для перехоплення, збору і відведення підземних вод від споруди.

Дренажі можуть влаштовуватися як для однієї будівлі (кільцевий дренаж), так і для комплексу будівель (систематичний дренаж), що економічніше, за рахунок меншої протяжності.

Розрізняють види дренажів: траншейні; закриті безтрубчат; закриті трубчасті; галерейного типу; пластовий-пристінний.

Траншейні дренажі (відкриті дренажі і канави (рис. 5.2). Будучи ефективним засобом водопониження (відведення вод), вони в той же час займають великі площі, ускладнюють влаштування транспортних комунікацій і вимагають великих витрат для підтримки їх в робочому стані.

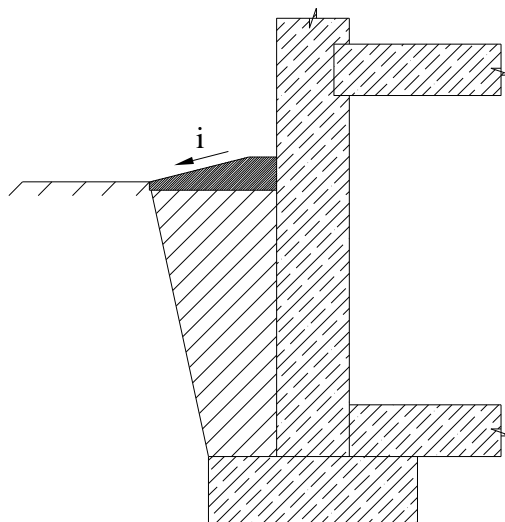


Рисунок 5.1 – Схема відмостки будівлі

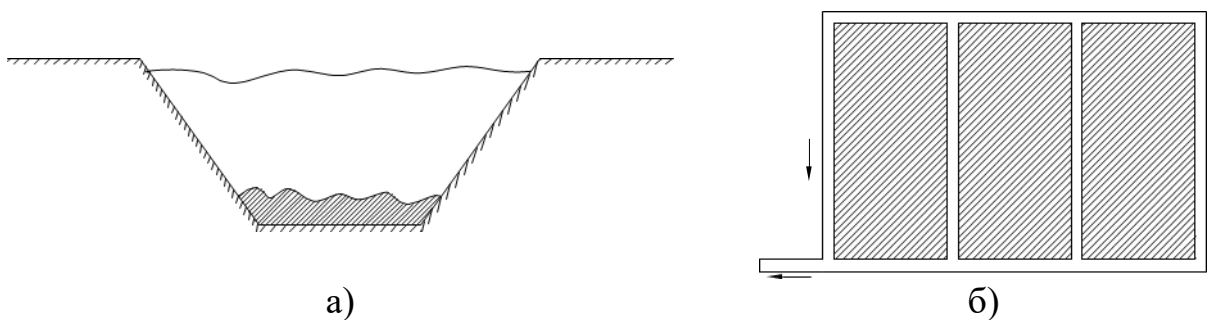


Рисунок 5.2 – Схема траншейного дренажу

Закритий безтрубчатий дренаж – траншея, заповнена матеріалом (гравій, щебінь, камінь), що фільтрує, від дна до рівня підземних вод (рис. 5.3, а). Призначений для недовготривалої експлуатації (період часу робіт нульового циклу).

Галерейний дренаж – застосовують у відповідальних спорудах і там, де велике прибуття води (рис. 5.3,б).

Трубчастий дренаж – дірчаста труба (перфорована) з обсіпанням піщано-гравійною сумішшю або з фільтровим покриттям з волокнистого матеріалу (рис. 5.3, в, г).

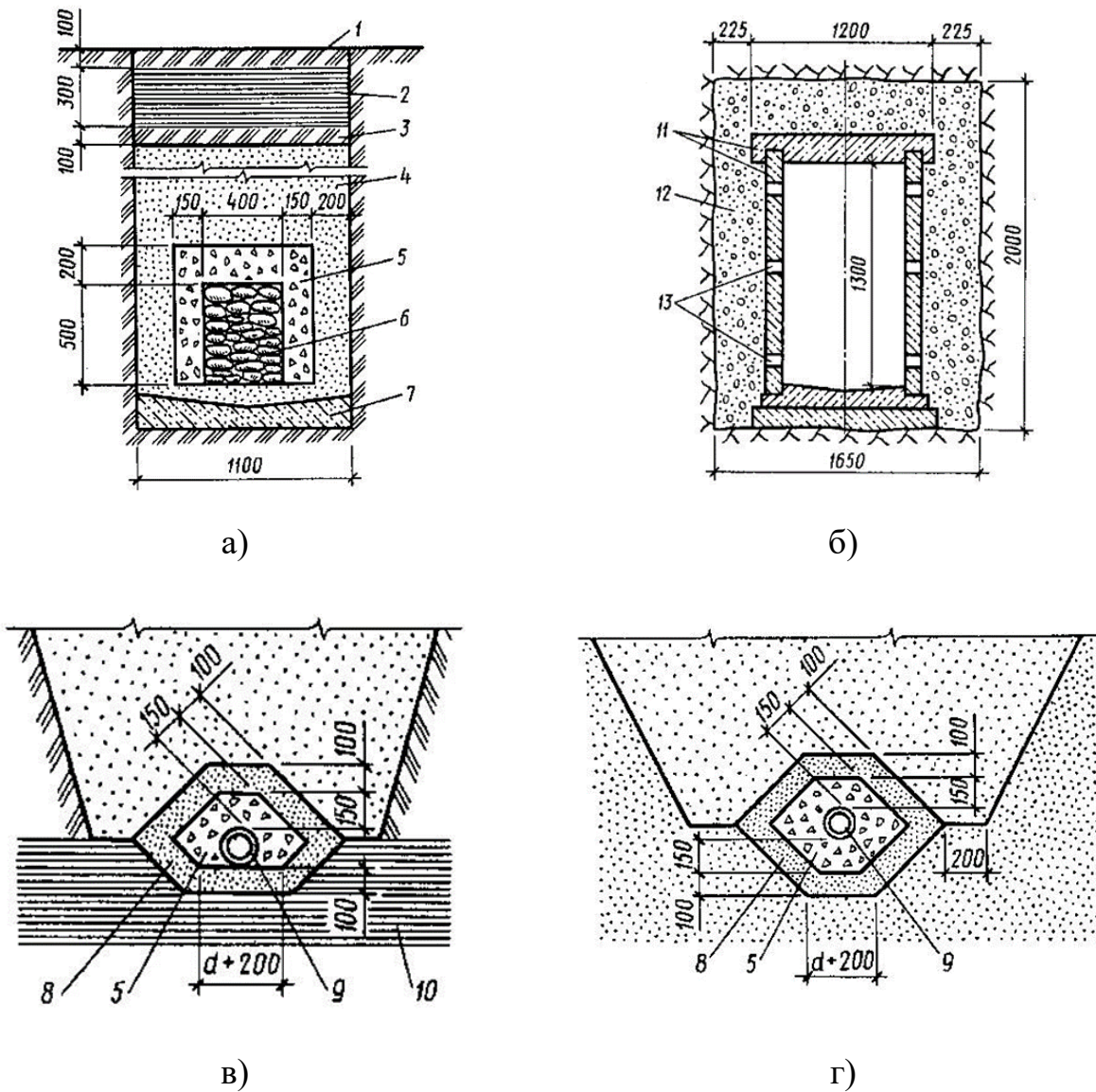


Рисунок 5.3 – Види дренажів: а – закритий безтрубчастий; б – дренажна галерея; в – трубчастий досконалого типу; г – трубчастий недосконалого типу; 1 – дерен корінням вниз; 2 – ущільнена глина; 3 - дерен корінням вгору; 4 – зворотна засипка з піщаного ґрунту; 5 – щебінь; 6 – кам’яна кладка; 7 – глинобетонна подушка; 8 – пісок середньої крупності; 9 – труба; 10 – водоупор; 11 – оброблення із збірних залізобетонних елементів; 12 – дренажна засипка; 13 – отвори для води

Пластовий дренаж – шар матеріалу, що фільтрує, укладений під всією

спорудою (рис. 5.4). Вода з нього відводиться за допомогою звичайних трубчастих дрен. Складається, як правило, з двох шарів: нижній ($h \geq 100$ мм) – пісок середньої крупності; верхній ($h \geq 150$ мм) – щебінь або гравій.

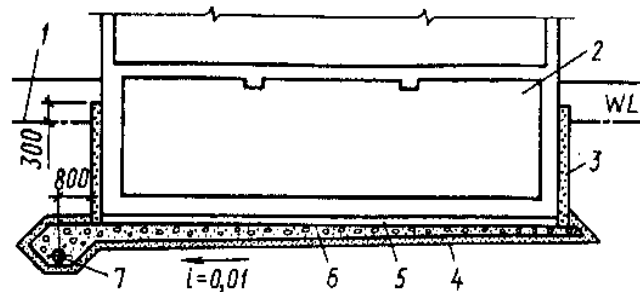


Рисунок 5.4 – Пластовий дренаж: 1 – рівень підземних вод; 2 – заглиблене приміщення, що захищається; 3 – пристінний дренаж; 4 – піщаний шар; 5 – захисне покриття щебеневого шару; 6 – піщано-гравійний або щебеневий шар; 7 – труба

Часто при захисті окремих будівель пластовий дренаж поєднується з пристінним (супутнім) дренажем – вертикальний шар з проникного матеріалу, що влаштовується із зовнішнього боку фундаменту і заглиблений нижче за його підшову.

При неглибокому заляганні водоупору і шаруватій основі іноді достатньо влаштування тільки одного пристінного дренажу.

Збирані води відводять і скидаються у водоймища, дощову каналізацію або інші спеціальні місця.

Гідроізоляція призначена для забезпечення водонепроникності споруд (антифільтраційна гідроізоляція), а також захисту від корозії і руйнування матеріалів фундаментів при фізичній або хімічній агресивності підземних вод (антикорозійна гідроізоляція).

Залежно від способу влаштування гідроізоляцію поділяють на фарбувальну, штукатурну, обклеювальну, литу, просочувальну, засипну, монтовану; її наносять на зовнішню поверхню підземної частини будівель та споруд для того, щоб напір ґрунтової води притискував водонепроникний шар

до поверхні.

Вибір типу гідроізоляції залежить від режиму приміщень, тріщиностійкості конструкцій, гідрогеологічних умов тощо.

Фарбувальна гідроізоляція буває бітумною або бітумно-епоксидною. Це тонка оболонка, яку одержують після нанесення на поверхню гарячих мастик.

Штукатурну гідроізоляцію – цементно-піщану, асфальтову, цементно-бітумну – використовують на поверхні жорстких споруд, які не піддаються вібрації після їх осідання.

Обклеювальна гідроізоляція призначена для захисту підземних приміщень від ґрунтової води.

Литу гідроізоляцію влаштовують заливанням гідроізоляційного матеріалу в проміжок між поверхнею та захисною стінкою.

Просочувальну гідроізоляцію влаштовують з попередньо оброблених способом просочування штучних матеріалів – цегли, азбестоцементу, плитки – або монтують будівельні конструкції, які раніше були оброблені просочувальними речовинами.

Засипна гідроізоляція з гідрофобного сипкого матеріалу має досить обмежене застосування, оскільки для забезпечення якості ізоляції треба, щоб напрям теплового потоку був завжди протилежним напрямові потоку зволоження.

Монтовану гідроізоляцію з листових полімерних або металевих матеріалів найчастіше роблять для захисту приміщень, які знаходяться в жорстких умовах експлуатації

Захист від капілярної вологи влаштовують шляхом вкладанням горизонтальної гідроізоляції.

На висоті 15–20 см від верху відмостки на вирівняній горизонтальній поверхні стін влаштовують безперервний водонепроникний прошарок з 1–2 шарів рулонного матеріалу на бітумній мастиці (рис. 5.5).

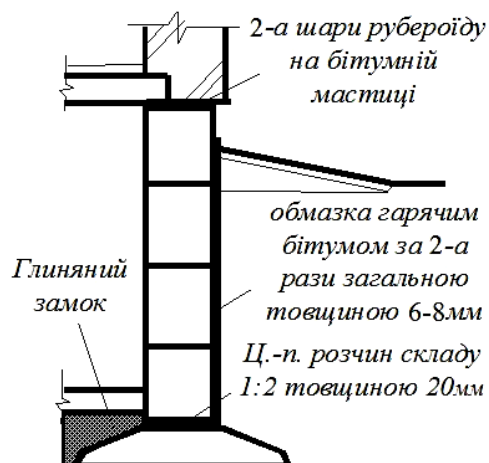


Рисунок 5.5 – Капілярна гідроізоляція фундаменту

Якщо ґрунтові води залягають нижче підлоги підвалу, то для захисту фундаментів застосовують ізоляцію від вогкості.

Зовнішня поверхня заглиблених стін змащується обмазкою гарячим бітумом 1–2 рази, і прокладається рулонна ізоляція в стіні на рівні нижче за підлогу підвалу.

При рівні підземних вод вище підосви фундаменту гідроізоляцію влаштовують у вигляді суцільної оболонки, що захищає заглиблене приміщення знизу і з боків.

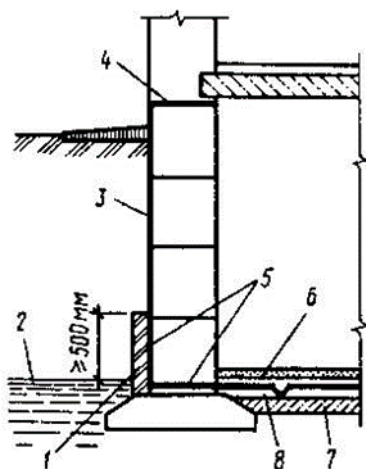
Виконується вона з рулонних матеріалів з негниючою основою (гідроізол, склорубероїд, металоізол і тому подібне) – наклеєна гідроізоляція.

Вертикальна гідроізоляція наклеюється, як правило, із зовнішнього боку фундаменту, оскільки в цьому випадку під дією натиску підземних вод ізоляція просто притискається до ізольованої поверхні.

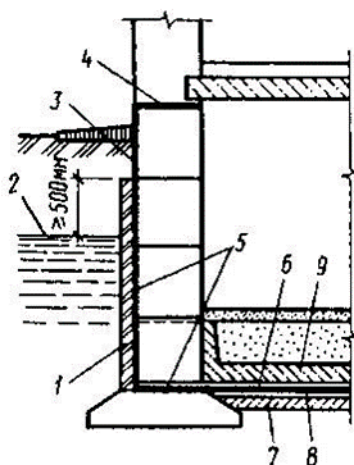
Для захисту ізоляції від механічних дій (наприклад, під час зворотної засипки) зовні її захищають захисною стінкою з цегли, бетону або блоків. Зазор між стінкою і гідроізоляцією заповнюють рідким цементним розчином.

Горизонтальна гідроізоляція наклеюється на вирівнену цементним стягуванням поверхню підготовки і захищається зверху цементним або асфальтовим шаром 3–5 см.

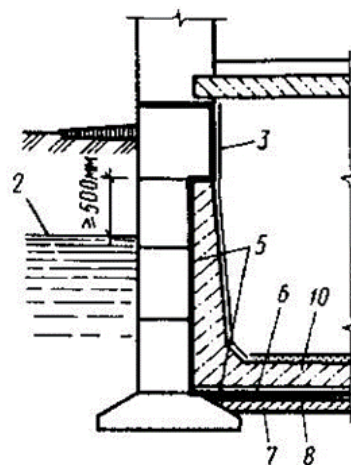
Гідростатичною тиск води при рівні підземних вод до 0,5 м вище за підлогу підвалу компенсується вагою конструкції підлоги (рис. 5.6, а).



а)



б)



в)

Рисунок 5.6 – Гідроізоляція підвальних приміщень:

- а – при невеликих тисках підземних вод; б, в – при великих тисках підземних вод; 1 – захисна стінка; 2 – рівень підземних вод; 3 – бітумна обмазка;
- 4 – цементний розчин або рулонний матеріал; 5 – рулонна ізоляція;
- 6 – захисний цементний шар; 7 – бетонна підготовка; 8 – цементна стяжка;
- 9 – залізобетонне ребристе перекриття; 10 – залізобетонна коробчата конструкція

Якщо рівень підземних вод вище за відмітку підлоги підвалу більш ніж на 0,5 м, то застосовують спеціальні конструкції (закладені в стіни залізобетонні плити, спеціальні плити з упорами в стіни будівлі і тому подібне (рис. 5.6, б, в).

У будь-якому випадку гідроізоляція повинна влаштовуватися на висот, і що перевищує максимальну відмітку рівня підземних вод на 0,5 м.

Захист від корозії. При слабоагресивних водах роблять глиняний замок з добре перем'ятої і щільновтрамбованої глини по всій висоті захисної стінки і з боків фундаментів (рис. 5.7).

При агресивніших водах до влаштування глиняного замку поверхню захисної стінки і фундаментів покривають за 2 рази бітумною мастикою або наклеєною ізоляцією з бітумних рулонних матеріалів.

Знизу фундаменту і під підлогою підвалу ізоляція має складнішу конструкцію (рис. 5.7).

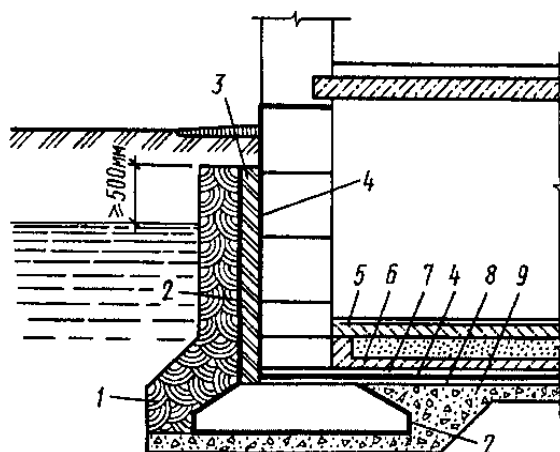


Рисунок 5.7 – Ізоляція фундаментів від агресивних підземних вод:
1 – глиняний замок з перем'ятої глини; 2 – обмазка бітумом за три рази;
3 – захисна стінка; 4 – рулонна ізоляція; 5 – чиста підлога; 6 – залізобетонне
перекриття; 7 – захисний шар; 8 – цементна стяжка; 9 – щебенева або гравієва
підготовка на бітумі

Поряд з антикорозійною ізоляцією фундаменти захищають за рахунок застосування стійкіших до даного виду агресивності цементів (сульфатостійкі і тому подібне), а також щільних бетонів.

ТЕМА 6 КЛАСИФІКАЦІЯ ПАЛЬ

6.1 Загальні положення

Пальовий фундамент складається з палі і ростверку (рис. 6.1). Пальові фундаменти в промисловому і цивільному будівництві відносять до фундаментів глибокого закладання. Ці фундаменти проектують з метою передачі основної частини навантаження на міцні ґрунти, що залягають на значній глибині. В пальовому фундаменті палі передають навантаження від споруди на ґрунт, а ростверки служать для розподілення навантажень між палями від несучих конструкцій споруд.

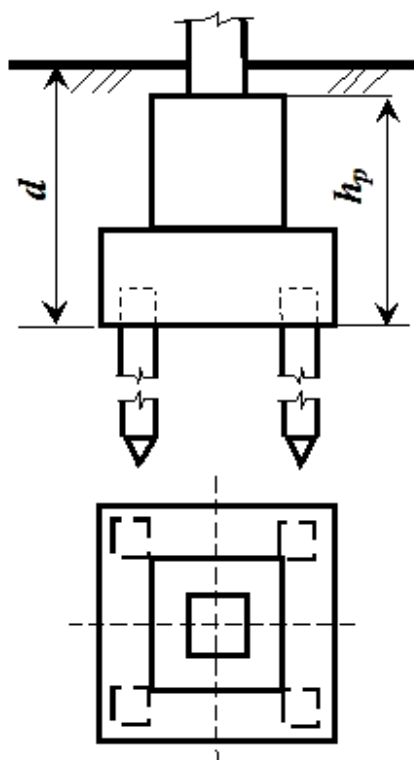


Рисунок 6.1 – Конструкція пальового фундаменту

Застосування пальових фундаментів дозволяє: прорізати слабкі шари ґрунту або шари ґрунту, що можуть розмиватись і передавати навантаження на більш міцний ґрунт; уникнути нерівномірних осадок основ та споруд; значно зменшити об'єм земляних робіт; забезпечити стійкість споруд, на які діють горизонтальні навантаження; при реконструкції споруди перерозподілити

навантаження від споруди.

За характером передачі тиску від споруди на основу розрізняють палі-стійки та палі-тертя (висячі палі).

Палі-стійки (рис. 6.2, а) прорізають всю товщину слабких ґрунтів і опираються на практично нестискаємий шар ґрунту (скельні, напівскельні, великоуламкові ґрунти, галька, гравій). Такі палі практично все навантаження передають через нижній кінець, оскільки при їх малих вертикальних переміщеннях не виникають умови для виникнення сил тертя на її бічній поверхні.

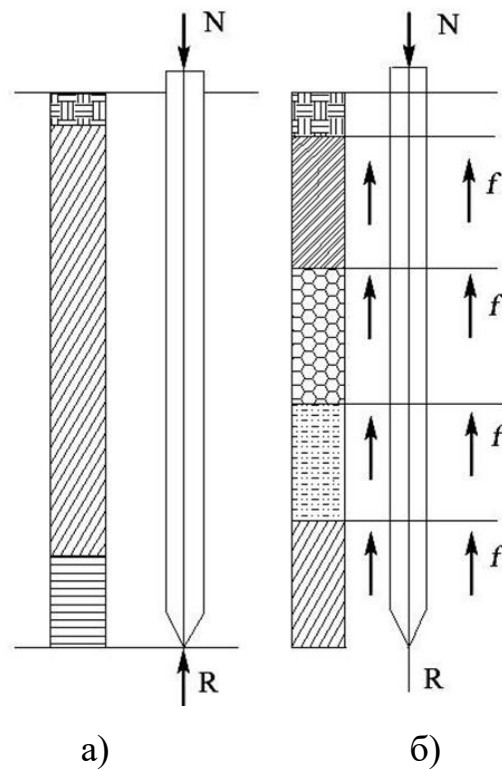


Рисунок 6.2 – Схема роботи палі в ґрунті: а – паля-стояк, б – висяча паля

Паля-стояк працює як стислий стержень в пружному середовищі, її несуча здатність визначається або міцністю матеріалу палі, або опором ґрунту під її нижнім кінцем:

$$F_d = R_s.$$

Висячі палі (рис. 6.2, б) прорізають слабкі шари ґрунту і входять вістрям в міцні ґрунти. Під дією вертикальної сили (N) паля отримує переміщення (дає

осідання), достатнє для виникнення сил тертя між бічною поверхнею палі і ґрунтом. В результаті навантаження на основу передається як бічною поверхнею, так і нижнім кінцем палі. Несуча здатність їх визначається сумою опору сил тертя по її бічній поверхні і опором ґрунту під нижнім кінцем палі.

$$F_d = R_f + R_s$$

6.2 Види паливих фундаментів та область їх застосування

В даний час відомо більше 100 типів різновидностей палей, які відрізняються за матеріалом, формою поперечного і поздовжнього січення, конструкцією, способом виготовлення і занурення.

Несучу здатність пального фундаменту приймають залежно від величини і характеру навантаження від споруди.

За умовами виготовлення палі діляться на дві групи:

- палі, що виготовляються заздалегідь на заводах або полігоні (що заздалегідь виготовляються) і потім занурюються в ґрунт;
- палі, що виготовляються на місці, в ґрунті.

За розміщенням палей в плані палеві фундаменти поділяють на:

Одиночні палі – застосовують під легкі споруди як опори (теплиці, склади), коли несуча здатність однієї палі достатня для передачі навантаження на ґрунт (рис. 6.3).

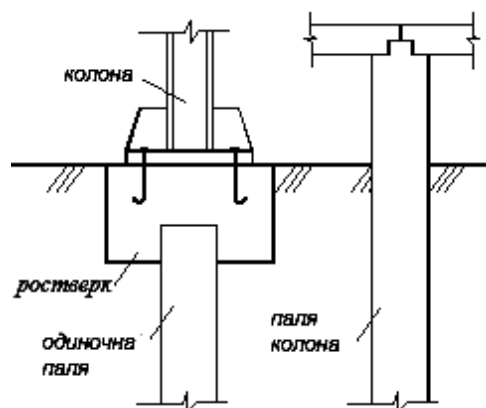


Рисунок 6.3 – Схеми одиночної палі і палі-колони

Стрічкові палеві фундаменти – влаштовують під стіни будівель і інші протяжні конструкції. Палі в такому фундаменті розташовуються в один або декілька шарів (рис. 6.4, а).

Пальові кущі (складаються з групи паль не менше 3 під ростверком плитою) – влаштовують під колони або окремі опори конструкцій, передавальні значні вертикальні навантаження (рис. 6.4, б).

Пальове поле – влаштовують під важкі споруди баштового типу, що мають обмежені розміри в плані. Палі розташовуються за певною сіткою під всією спорудою або однією з її частин (рис. 6.5, в).

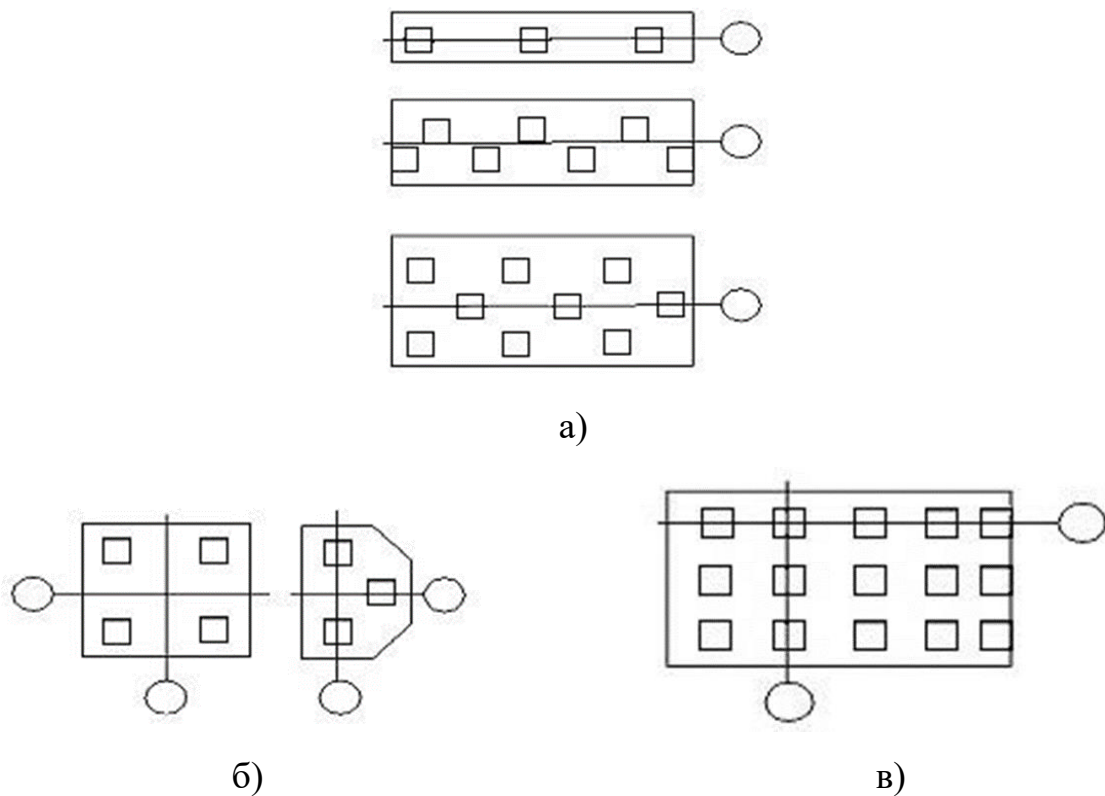


Рисунок 6.4 – Схеми розташування паль в ростверках: а – в стрічковому; б – кущовому; в – суцільне пальове поле (суцільна плита)

Сумісна робота паль під навантаженням забезпечується ростверком (плита або балка), який об'єднує верхню частину палі.

Розрізняють три типи пальових ростверків: низький, підвищений та високий (рис. 6.5).

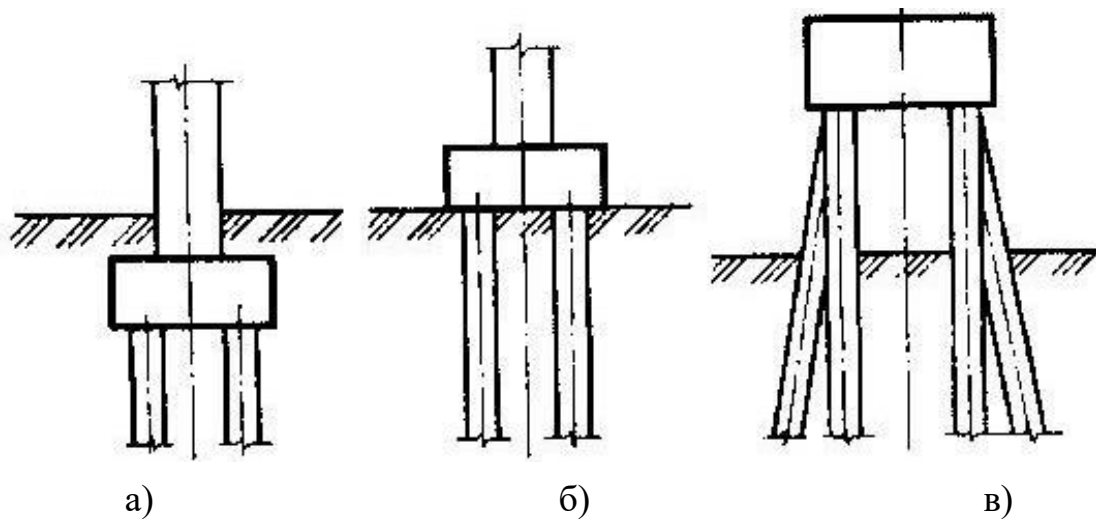


Рисунок 6.5 – Схеми палевих ростверків: а – низький;
б – підвищений; в – високий

Низький пальовий ростверк розміщують нижче від поверхні ґрунту. Такий ростверк може передавати частину вертикального тиску на ґрунт основи по своїй підшві та при практично щільній зворотній засипці може сприймати тиск від горизонтальних сил. Підвищений пальовий ростверк не заглиблюють у ґрунт, а розміщують безпосередньо на поверхні. Такі ростверки можна встановлювати там, де під час промерзання не відбувається здимання верхніх шарів ґрунту. Високий пальовий ростверк розміщують вище від поверхні ґрунту, тому навколо верхньої частини паль відсутній ґрунт. Оскільки верхня частина вертикальних паль має найбільший опір на поперечний згин при дії горизонтальних навантажень, крім вертикальних паль, забивають нахилені у двох-трьох напрямках.

Найчастіше застосовують низький ростверк, високий ростверк влаштовують в опорах мостів, набережних, пірсів і тому подібне.

За матеріалом ростверки поділяють на бетонні та залізобетонні; за технологією виготовлення – на монолітні і збірні (бетон класу не нижче С12/15); за видом армування – з звичайною арматурою і попередньо напруженою арматурою; за видом сполучення пального ростверку з палями –

на жорстке (замуровування голови палі не менше ніж на 0,3 м) і шарнірне (замуровування голови палі від 0,05 до 0,1 м).

6.3 Класифікація та конструкції палей

Залежно від матеріалу заздалегідь виготовлені палі поділяють на:

1. Дерев'яні (умови експлуатації – нижче за рівень підземних вод). Проста дерев'яна паля є колодою із загостреним нижнім кінцем (рис. 6.6) та виготовляється з прямо ствольних колод хвойних порід (сосна, ялина, модрина, ялиця) діаметром у тонкому кінці 22–34 см і довжиною 6,5–8,5 м.

На верхній кінець колоди надягають бугель (нагрітий металевий обруч з штабової сталі), який захищає палю від розмочалення оголовка під час забивання. Нижні кінці палей обтесують у вигляді тригранної або чотиригранної піраміди з притупленою вершиною. На загостреному кінці при зануренні палі в ґрунти з твердими включеннями закріплюють сталевий черевик.

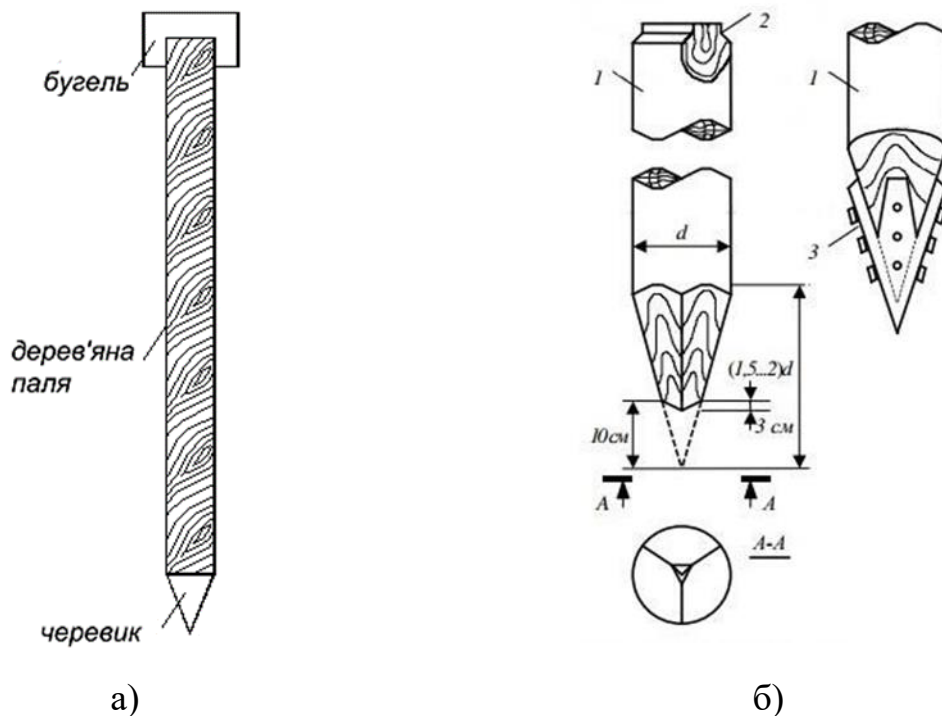


Рисунок 6.6 – Дерев'яна паля: а – схема палі; б – загальний вигляд; в – вістря палі з башмаком; 1 – паля, 2 – бугель та башмак

Дерев'яні палі, розташовані у воді або в ґрунті нижче рівня ґрунтових вод, мають практично необмежений термін служби.

Переваги цього виду палей – простота виготовлення і невелика вага. Недоліки – мала несуча здатність, трудність занурення в щільні ґрунти, небезпека гниття в умовах змінної вологості. Дерев'яні палі мають обмежене застосування.

2. Сталеві виготовляють із стандартних сталевих труб $d=0,2-0,8$ м, використовують також двотаврові балки, швелери та інші прокатні профілі (рис. 6.7).

Палі потрібної довжини одержують зварюванням окремих секцій. В нижні секції влаштовують як правило наконечник. Сталеві палі застосовуються довжиною до 30 м.

Якщо після занурення в ґрунт стальна трубчаста паля заповнюється бетоном, її називають труобетонною. Переваги цього виду палей – можливість нарощування зварюванням поміри занурення в ґрунт. Недоліки – схильність до корозії.

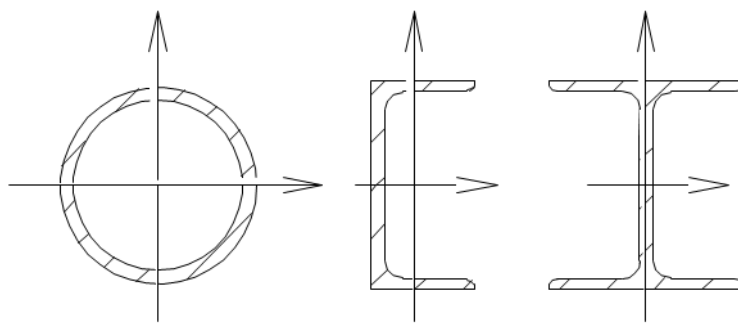


Рисунок 6.7 – Поперечне січення сталевих палей

Сталеві палі рекомендується застосовувати в складних для забивання ґрунтових умовах (включення валунів, гальки і тому подібне), частина їх застосовують як огорожу котлованів.

3. Залізобетонні палі (набули найбільшого поширення в практиці будівництва) виготовляють індустріальним методом на заводах збірного залізобетону або полігону. Їх поділяють:

– за формою поперечного січення: квадратні; квадратні з круглою порожниною; порожнисті циліндрові; прямокутні; таврові; двотаврові; швелерні (рис. 6.8, а, б, в – типові);

– за формою поздовжнього січення: призматичні; циліндрові; пірамідальні; трапецеїдальні; ромбоподібні; булавоподібні;

– за способом армування: з ненапруженою арматурою (як ненапружена поздовжня арматура застосовується: – стрижньова гарячекатана періодичного профілю класу А400С згідно з ДСТУ 3760; – класів А300 та А400 згідно з ДСТУ 3760; – термомеханічна зміцнена Ат400С та А500С згідно з ГОСТ 10884-94.) і із заздалегідь напруженою поздовжньою арматурою (як напружена поздовжня арматура застосовуються: – термомеханічно зміцнена класів Ат800, Ат600СК, Ат600, Ат600ОС та Ат600К згідно з ГОСТ 10884, гарячекатана стрижньова класів А800, А800СК, А600С та А600К згідно з ДСТУ 3760, гарячекатана стрижньова класів А800 та А600 згідно з ГОСТ 5781; – арматурні канати класу К-7 згідно з ГОСТ 13840.); з поперечним армуванням і без нього;

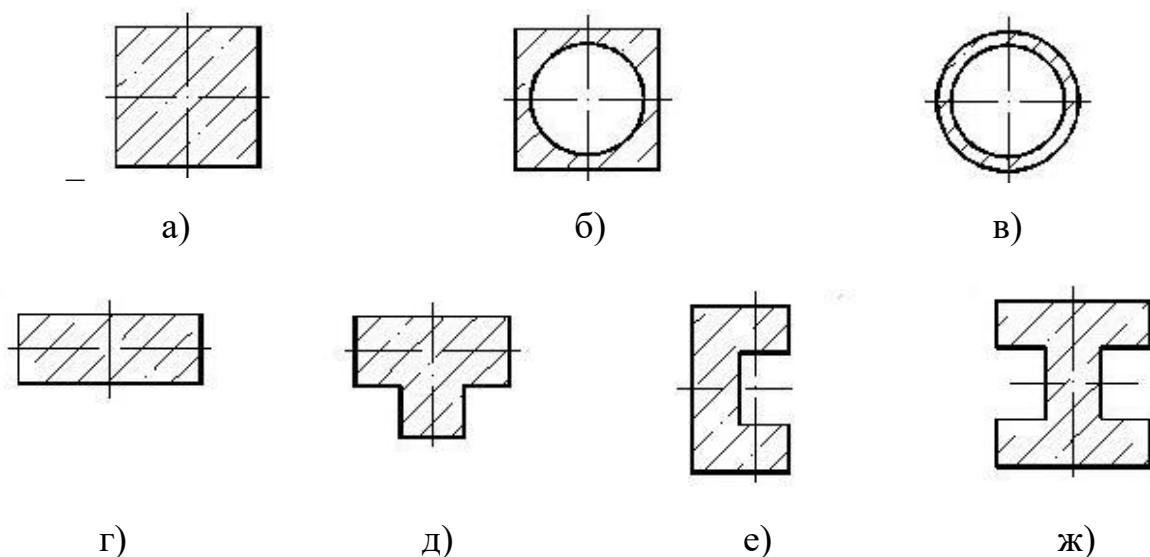


Рисунок 6.8 – Січення залізобетонних паль:

а – квадратне; б – квадратне з круглою порожниною; в – порожнисте циліндрове; г – прямокутне; д – таврове; е – двотаврове; ж – швелерне

– за конструктивними особливостями: на палі цілісні і складені;

– за конструкцією нижнього кінця: із загостреним або плоским нижнім

кінцем; із плоским або об’ємним розширенням (у вигляді булави); порожнисті із закритим або відкритим нижнім кінцем або з камуфлетною п’ятою (рис. 6.9).

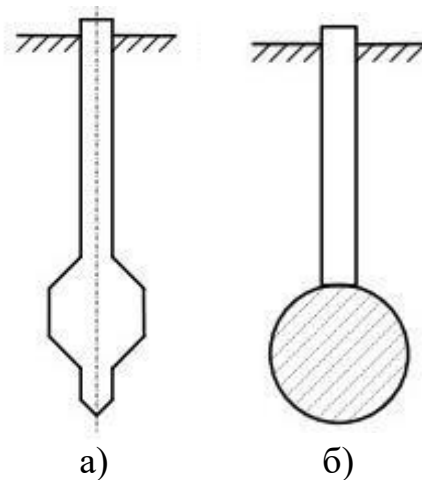


Рисунок 6.9 – За конструкцією нижнього кінця: а – палі з механічним розширенням; б – палі з камуфлетною п’ятою

Найбільш часто застосовують призматичні залізобетонні суцільні палі квадратного перерізу із загостреним нижнім кінцем. Їх виготовляють з армованого важкого бетону класу не нижче С12/15, а попередньо напружені – не нижче С20/25. Розміри перерізу типових палей залежно від їх довжини та способу армування представлені в таблиці 6.1.

Таблиця 6.1 – Розміри типових залізобетонних палей

Довжина палей, м	3–6	6–9	9–13	13–17	17–20
Поперечний переріз палей, см	20×20	25×25	30×30	35×35	40×40
	25×25	30×30	35×35	40×40	45×45

Перевагою залізобетонних палей є висока міцність, невіддатність гниттю та руйнуванню деревоточцями, що дозволяє використовувати їх незалежно від рівня води. До недоліків відносять значні витрати металу та можливість руйнування бетону під впливом хімічно агресивного середовища.

Згідно з прийнятою класифікацією залізобетонні палі розділяються на

такі типи: ПН – цільні, суцільного квадратного перерізу з поперечним армуванням стовбура, з напруженою арматурою; ПП та ППН – квадратного перерізу з круглою порожниною, цільні, з напруженою та ненапруженою арматурою; ПЩ – квадратного суцільного перерізу, цільні, без поперечного армування стовбура, з напруженою арматурою у центрі палі.

Марка палі складається з літерно-цифрових груп, розділених дефісами.

У першій групі зазначають позначку типу палі, вид її арматури (без позначки – стрижні; др – дріт; к – канати), довжину у дециметрах і розміри грані перерізу у сантиметрах.

У другій групі зазначають:

- для попередньо напружених палей – клас напруженої арматурної сталі;
- для палей з ненапруженою арматурою – порядковий номер варіанту армування згідно з робочими кресленнями.

У третій групі зазначають:

- для складеної палі – тип стику, який позначається рядковими літерами: б – болтовий стик, з – зварний стик;

- для палей усіх типів (за необхідності) цифрами позначають додаткові характеристики, що відображають особливі умови застосування або конструктивні особливості.

Наприклад, умовні позначення палі типу ПН завдовжки 9000 мм, розмірами перерізу 400 мм, з напруженою стрижньовою арматурою класу Ат800: ПН90.40-Ат800. Те саме з армуванням дротом Вр-ІІ ПНдр90.40-ВрІІ.

4. Комбіновані палі – складені по довжині з двох різних матеріалів. Найчастіше це комбінація дерев'яної частини, яка поміщається нижче за рівень підземних вод, з бетонною або залізобетонною частиною.

За способом влаштування палі поділяють на:

1. Забивні палі – виготовляють на заводі, транспортуються до місця будівництва і влаштовуються на проектну відмітку шляхом забивання,

віброзанурення або іншим способом (рис. 6.10).

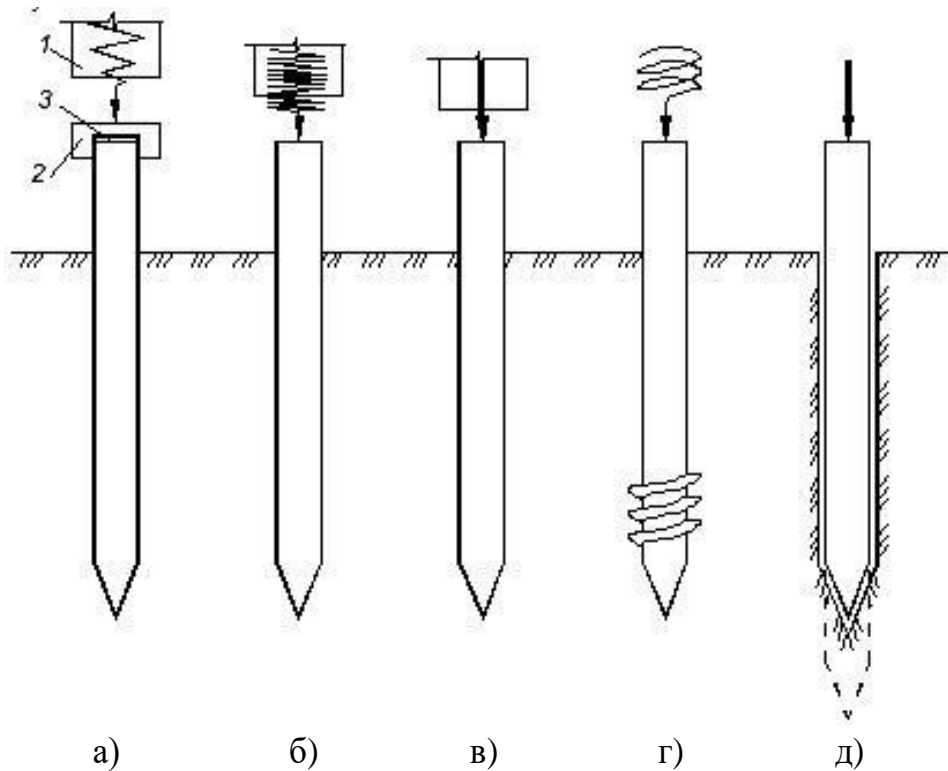


Рисунок 6.10 – Способи занурення палей:

а – забивання; б – віброзанурення; в – тиснення; г – закручування;
д – занурення в лідер (у дуже щільних ґрунтах, ґрунтах, що промерзли);
1 – молот; 2 – металевий головка; 3 – дерев'яна або гумова прокладка
(для пом'якшення удару)

При забиванні палей в зневоднені щільні піщані і супіщані ґрунти для підвищення продуктивності забивання здійснюється підмив. За рахунок подачі води (під великим напором) під нижній кінець палі ґрунт розмивається, що значно зменшує опір зануренню.

2. Віброзанурення палей найефективніше при насичених водою пісках. В цьому випадку вертикальні коливання, що створюються вібратором, передаються палю ґрунту, який розріджується, що призводить до різкого зменшення сил тертя по бічній поверхні і вона легко занурюється в ґрунт. Після припинення вібрації структура ґрунту швидко відновлюється і тертя по бічній поверхні палі збільшується.

3. Втиснення палей здійснюється за допомогою потужних гідродомкратів і

застосовується тоді, коли не можна використовувати забивання або віброзанурення (поблизу існуючих будівель), також застосовується при підсиленні існуючих фундаментів.

4. Закручування палі, забезпечених на кінці гвинтовими лопатями (гвинтові палі Ці палі являють собою металеву або залізобетонну трубу, яка має в нижній частині гвинтову лопать, діаметр якої може досягати 3 м (рис. 6.11), здійснюється особливими механізмами, званими кабестанами.

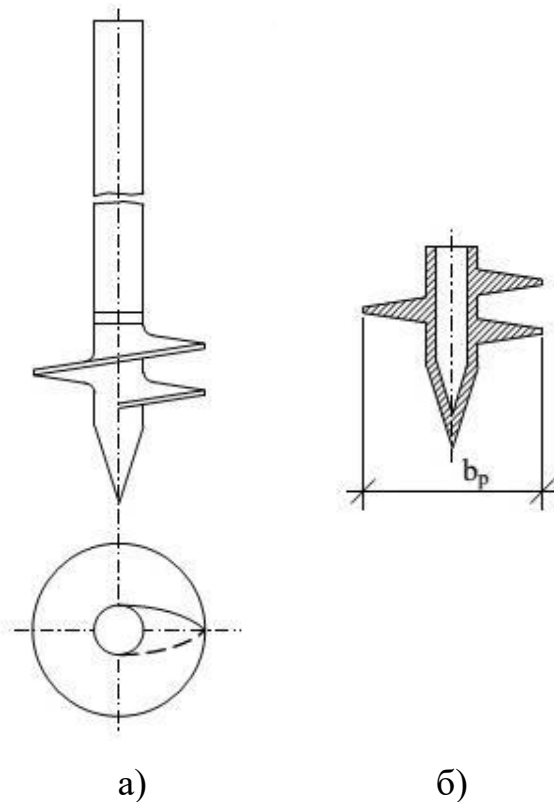


Рисунок 6.11 – Гвинтова паля: а – загальний вигляд; б – башмак

Довгий час фундаменти з забивних палі були найбільш дешевими із-зі недорогих електроносіїв, транспонування, завантажувально-розвантажувальних робіт, простої технології влаштування. В основному фундаменти з забивних палі виконувались під залізобетонні будівлі в 9–16 поверхів і розрахункове навантаження на палю приймалось 40–70 т залежно від поверховості будівлі, геологічних умов площадки будівництва та довжини палі.

За конструктивними особливостями ці палі розділяються таким чином:

- за способом армування – з напруженою та ненапруженою арматурою з поперечним армуванням і без та ін.;
- за формою поперечного перерізу – квадратні, прямокутні, квадратні з круглою порожниною, круглі з порожниною та ін.;
- за формою поздовжнього перерізу – призматичні, пірамідальні, конусні та ін.;
- за умовами занурення – цільні і з окремих ланок (палі з окремих ланок використовують у тих випадках, коли умови занурення і транспортування не дозволяють використати цільні палі. Елементи цих палей з'єднуються між собою в процесі забивки за допомогою болтів, зварювання та іншими методами);
- за конструкцією нижнього кінця – без розширення, з розширенням, порожнисті з відкритим або закритим нижнім кінцем;
- палі-колони – надземна частина цих палей є колоною будівлі.

Основні недоліки забивних палей: недоведення вістря палей до проектної відмітки (70–80% не доводять). Це викликано ущільненням ґрунту при зануренні палей, а також наявністю щільних прошарків ґрунту по геологічному розрізі; забивні палі в піски ні забивкою дизель-молотом, ні втисненням занурити не можна, вони руйнуються.

5. Набивні палі розміром поперечного перерізу 1,2 м включно та довжиною до 50 м влаштовують у свердловинах попередньо виконаних в ґрунті на будівельному майданчику.

Ці палі поділяють:

- за матеріалом – бетонні (бетон марки не нижче В15); залізобетонні; ґрунтові, включаючи піщані та щебеневі; ґрунтовапняні та ґрунтоцементні;
- за формою поперечного перерізу – суцільні і порожнисті;
- за формою поздовжнього перерізу – циліндричні, пірамідальні, конічні;
- за способом влаштування виготовлення ці палі розділяються таким

чином:

1) набивні – виготовляють шляхом занурення інвентарних труб з подальшим їх вийманням і одночасним заповненням свердловини бетонною сумішшю (труби обладнані наконечниками, що залишаються в ґрунті) (рис. 6.12);

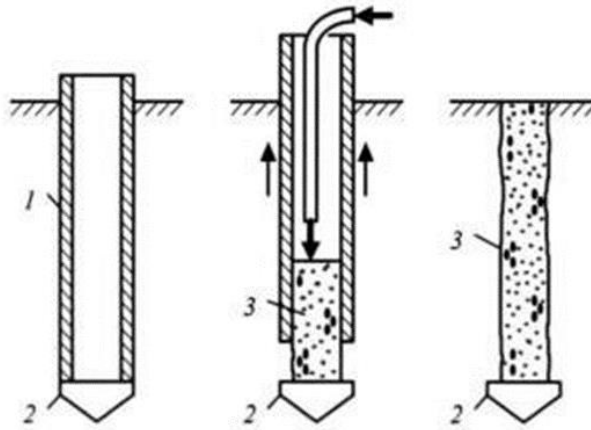


Рисунок 6.12 – Влаштування набивної палі шляхом занурення інвентарних сталевих труб: а – забивання сталеві труби на проектну глибину; б – укладання бетонної суміші та витягання труби; в – готова палія; 1 – сталеві труба; 2 – залізобетонний башмак; 3 – бетонна суміш

2) набивні віброштамповані – виготовляють у пробитих свердловинах шляхом заповнення їх жорсткою бетонною сумішшю, яка ущільнюється віброштампом (в основному в ґрунтах, які утримують стінки, в протилежному випадку необхідно підтримувати стінку в рівновазі за допомогою глинистого розчину, який витісняється під час бетонування свердловини);

3) набивні у виштампованому ложі – бетонують виштамповані в ґрунті свердловини пірамідальної або конічної форми (рис. 6.13);

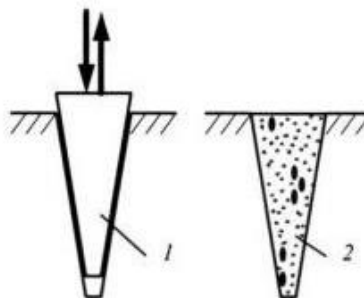


Рисунок 6.13 – Влаштування набивної палі у виштампованому ложі: 1 – виштамповане ложе; 2 – бетонна суміш

– за способом армування – армовані каркасами або жорсткою арматурою на всю довжину ствола палі; армовані у верхній частині ствола палі; без армування (рис. 6.14).

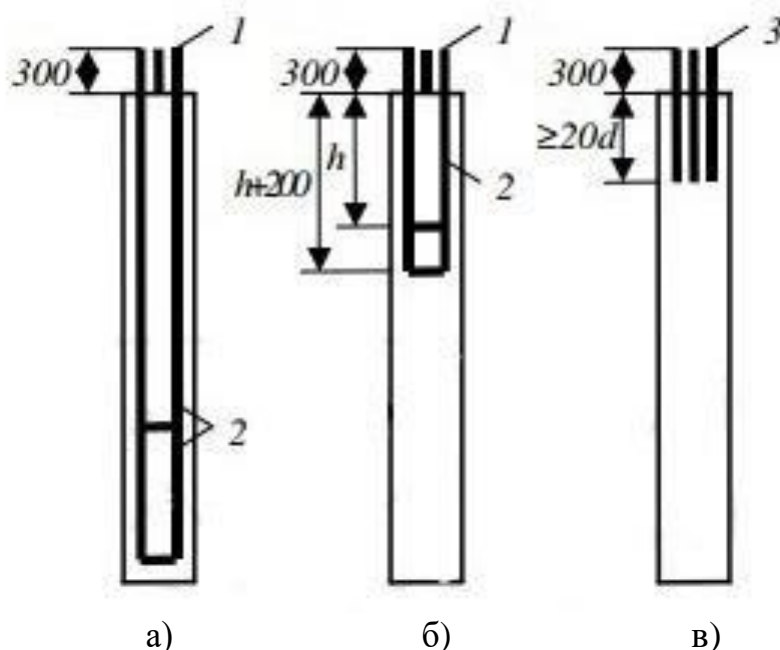


Рисунок 6.14 – Способи армування набивних: а – на всю глибину палі;

б – верхньої частини палі; в – без армування; 1 – випуски арматури;

2 – арматурні каркаси; 3 – окремі стержні; d – діаметр робочої арматури;

h – глибина, до якої залягають ґрунти, що зумовлюють особливості геологічної будови та гідрологічних умов будівельного майданчика

6. Бурові палі – влаштовуються бетонуванням пробурених свердлових. Бурові палі, що мають розмір поперечного перерізу 1,2 м включно та довжиною до 50 м, так само як і набивні влаштовують безпосередньо на будівельному майданчику.

За формою поперечного і поздовжнього перерізу та способу армування бурові палі аналогічні набивним.

За технологією виготовлення ці палі розділяються на:

– буронабивні (з розширеннями і без них) – виготовляють шляхом бетонування пробурених свердловин (рис. 6.15) (у глинистих ґрунтах вище рівня ґрунтових вод без кріплення стінок свердловин, а у водонасичених ґрунтах і пісках стінки свердловин утримують в рівновазі інвентарними обсадними

трубами або глинистим розчином);

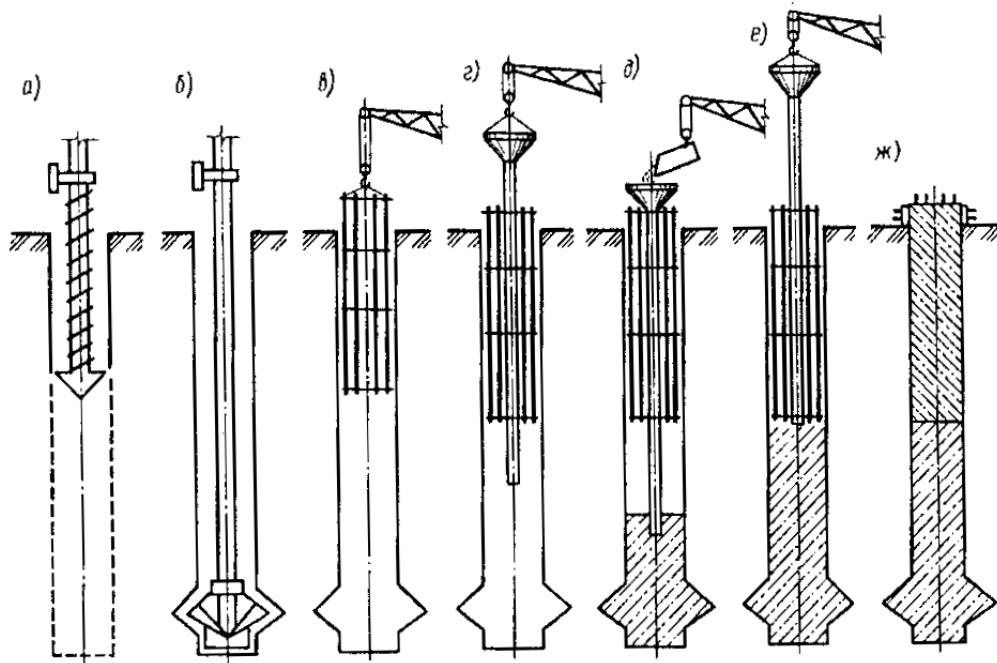


Рисунок 6.15 – Послідовність виготовлення буронабивних палі без оболонок: а – буріння свердловини; б – влаштування розширення механічним способом (і не тільки); в – встановлення арматурного каркаса; г – опускання в свердловину бетонолитної труби; д – заповнення свердловини бетонною сумішшю; е – витягання бетонолитної труби з вібрацією; ж – формування голови палі в інвентарному кондукторі

Буронабивні палі застосовують в складних інженерно-геологічних умовах, коли необхідно прорізати слабкі відкладення, що містять включення валунів, гравію, гальки при реконструкції будинків і підсиленні фундаментів, в місцях примикання до існуючих споруд. Також буронабивні палі незамінні при влаштуванні підпірних стін. Ці палі є найбільш поширеними у світі. Фундаменти з них є надійними, сприймають великі навантаження, легко контролюються в процесі будівництва. Буронабивні палі виконуються діаметром 630–3000 мм, глибиною до 100 м в будь-яких геологічних умовах;

– буронабивні порожнисті круглого перерізу, влаштовані із застосуванням багатосекційного вібросердечника;

– буронабивні з ущільненим забоем, влаштованим шляхом утрамбовування в забій свердловини щебеню або жорсткого бетону (рис. 6.17, б) буронабивні з камуфлетною п'ятою – відрізняються від буронабивних тим, що в нижній частині свердловини розширення утворюють вибухом;

– буроопускні – в пробурених свердловинах монтують збірні залізобетонні елементи у вигляді паль;

– буроін'єкційні, які влаштовують шляхом заповнення вертикальних або похилих свердловин цементно-піщаним розчином під тиском (рис. 6.17, а), внаслідок чого виходить дуже нерівна поверхня, забезпечуючи добре зчеплення паль з навколишнім ґрунтом.

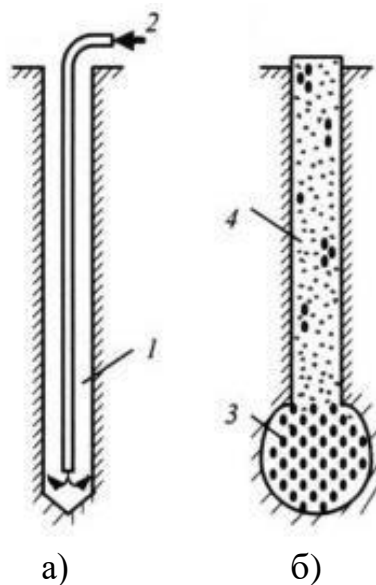


Рисунок 6.17 – Буроін'єкційна паля: а – влаштування буроін'єкційної палі; б – буронабивна паля з ущільненим забоем: 1 – пробурена свердловина діаметром 0,15–0,25 м; 2 – нагнітання під тиском цементно-піщаного розчину; 3 – ущільнений щебінь; 4 – бетонна суміш

Така технологія при малих діаметрах паль (від 60–80 до 180–200 мм) і великій їх довжині (до 30м) у поєднанні з нерівною поверхнею додають цим палям схожість з корінням дерев, тому їх ще називають кореневидними палями (рис. 6.18).

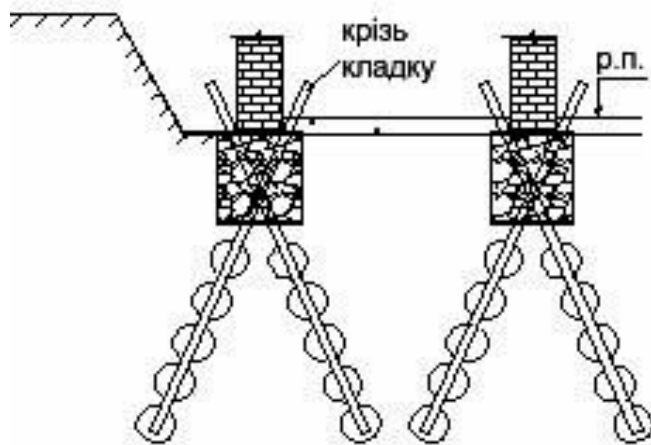


Рисунок 6.18 – Схема бурін'єкційних кореневидних паль

Використовуються бурін'єкційні пали для посилення фундаментів існуючих будівель, як анкерні пали при випробуванні паль статичним навантаженням.

Недоліки набивних і буронабивних паль. Якщо виготовляти ці пали без обсадної труби – це може спричинити обвалення стінок свердловини як при бурінні, так і в процесі тверднення бетону (найгірше, оскільки не піддається перевірці). Існує проблема видалення шлам, який перешкоджає зануренню каркаса, при бетонуванні шлам може спливати і створювати ґрунтові пробки, тим самим послаблювати січення палі (рис. 6. 19).

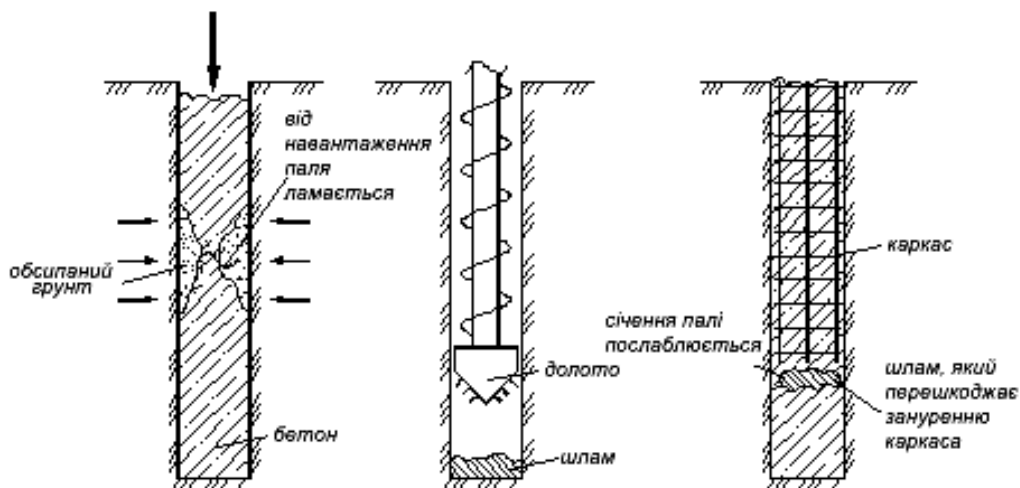


Рисунок 6. 19 – Недоліки набивних і буронабивних паль

Також до недоліків відносять: трудність контролю якості; схильні до дії агресивних вод, щоб уникнути, цього також застосовують оболонки (невитягувані); порційність подачі бетонної суміші при ущільненні трамбуванням, що значно подовжує і ускладнює процес виготовлень таких паль; великий склад робочої бригади.

Переваги набивних і буронабивних паль: економічність (мала витрата арматури); можливість виготовлення нестикових паль великої довжини; необхідність армування палі лише на дію експлуатаційних навантажень; велика несуча здатність; можливість проведення робіт із зведення фундаментів поблизу існуючих будівель та споруд, для збереження яких недопустимий струс ґрунтової основи.

ТЕМА 7 ПРОЕКТУВАННЯ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

7.1 Основні положення проектування пального фундаменту

При виконанні проекту пального фундаменту використовують наступні вихідні дані:

- матеріали інженерно-геологічних випробувань;
- результати зондування та випробування паль за навантаженнями;
- інженерні дані про споруду.

Розрахунок палевих фундаментів та їх основ проводять за двома групами граничних станів:

– за першою групою – за міцністю паль та палевих ростверків, за несучою здатністю, за стійкістю основи палевих фундаментів в цілому при дії горизонтальних або висмикуючих навантажень.

– за другою групою – за абсолютними осадками та нерівномірністю осадок основ палевих фундаментів, за переміщеннями паль від сумісної дії навантажень і моментів, за утворенням та розкриттям тріщин в елементах

залізобетонних конструкцій пальових фундаментів.

За першою групою граничних станів перевіряють зусилля, що діють в палі згідно з формулою:

$$N_p \leq \frac{F_d}{\gamma_k} = F_R$$

де N_p – розрахункове навантаження першої групи граничних станів, що передається на окрему палю;

F_d – несуча здатність палі за міцністю ґрунту основи;

γ_k – коефіцієнт надійності, що залежить від способу визначення несучої здатності палі ($\gamma_k = 1,4$ – при визначенні несучої здатності палі розрахунковим методом; $\gamma_k = 1,25$ – при зондуванні і виконанні динамічних випробувань палі; $\gamma_k = 1,2$ – при виконанні випробувань палі статичним пробним навантаженням);

F_R – сила розрахункового опору палі за матеріалом.

При визначенні (розрахункового навантаження першої групи граничних станів) N_p враховується навантаження, що діє на обрізі фундаменту, а також навантаження від власної ваги фундаменту та ґрунту на його уступах.

За другою групою граничних станів обмежуються абсолютна осадка S та нерівномірність осадки $\frac{\Delta S}{L}$ основи пальових фундаментів, тобто при проектуванні перевіряють умови:

$$S \leq S_u ,$$
$$\left(\frac{\Delta S}{L}\right) \leq \left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u .$$

S_u $\left(\frac{\Delta S}{L}\right)_u$ та приймають згідно завдання на проектування, у випадку відсутності завдання їх вибирають згідно із ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд».

Пальовий фундамент проектують у такій послідовності:

- аналізують вихідні дані (матеріали інженерно-геологічних і гідрологічних вишукувань; фізико-механічні властивості ґрунтів основи; конструктивну схему проектованої споруди; дані про підземну частину, споруди; навантаження, що діють на фундамент; умови будівельного майданчика; можливості будівельної організації, на підставі чого призначають вид палів та основні параметри пального фундаменту (матеріал і довжину палів, розміри їх поперечного перерізу, глибину закладання ростверку та ін.);
- обчислюють розрахункову несучу здатність ґрунту основи прийнятої палі за умови, що вона працює як поодинокі;
- знаходять необхідну кількість палів у пальному фундаменті або відстань між ними (стрічковий фундамент), виходячи з розрахункового навантаження для розрахунків за першою групою граничних станів (за несучою здатністю), що передається на палю;
- розміщують палі в плані і конструюють ростверк;
- виконують перевірку розрахункового навантаження (враховуючи вагу ростверку та ґрунту на його уступах) для розрахунків за першою групою граничних станів, що припадає на кожну палю;
- при необхідності паливий фундамент з висячих палів перевіряють розрахунком за другою групою граничних станів (за деформаціями) на осідання, попередньо зіставивши тиск по подошві умовного пального фундаменту з розрахунковим тиском;
- при дії горизонтальних сил і моментів для палів з високим ростверком виконують розрахунок горизонтальних переміщень і кутів повороту голів палів;
- за результатами перевірених розрахунків уточнюють остаточні конструктивні розміри фундаменту;
- проектують паливий ростверк;
- підбирають обладнання для занурювання або влаштування палів і для забивних палів визначають розрахункову відмову.

7.2 Процеси, що відбуваються в ґрунті у разі занурення палі

У процесі занурення палі спостерігається витіснення в боки і вглиб деякого об'єму ґрунту в результаті чого відбувається зміна його структури і фізико-механічних характеристик. Це призводить до ущільнення навколишнього палю ґрунту, що особливо характерно для пухких та середньої щільності пісків, а також ненасичених водою пілуватоглинистих ґрунтів. Глини і суглинки, у яких усі пори заповнені водою, ущільнюються лише в результаті віджимання порової води. Основна деформація ґрунту розвивається у вигляді зміщення твердих частинок у боки і вгору, утворюючи на поверхні навколо палі випор ґрунту. Під час випаровування пілуватоглинистого ґрунту відбувається порушення його природної структури, що супроводжується зниженням міцності. Ґрунт, який переміщається вгору, здатний піднімати раніше забиті палі, що істотно знижує їхню несучу здатність. З огляду на це, після підняття палі потрібно добити їх до проектного положення. Особливо істотно знижується міцність пілуватоглинистих ґрунтів, що примикають безпосередньо до бічної поверхні палі, оскільки вода, віджата з пор ґрунту, переміщується вгору по цій поверхні. У наслідок чого, різко зменшується тертя палі об ґрунт, що сприяє її зануренню під час ударів.

Отже, якщо по мірі заглиблення палі в піски і насичені водою пілуватоглинисті ґрунти вона зустрічає все більший опір і відмова (занурення палі від одного удару молота) все зменшується, то у міру занурення в тиксотропні насичені водою глини і суглинки відмова часто збільшується. Логічно вважати, що чим більший опір має ґрунт зануренню палі, тобто чим менша відмова, тим більше навантаження можна передати на палю. Із цієї причини відразу після занурення палі в насиченні водою пілуватоглинисті ґрунти вона має найбільшу несучу здатність. Практика свідчить, що після занурення палі треба дати «відпочити», не піддаючи її статичним і динамічним впливам протягом деякого часу після занурення.

За цей час оточуюча палю вода поступово переміститься від її бічної поверхні, а внаслідок тиксотропних властивостей ґрунту міцність його навколо палі з часом відновиться, а несуча здатність збільшиться. Якщо після цього здійснити по палі удари пальовим молотом, аналогічно ударам під час забивання, відмова, як правило, у багато разів буде менша. Ця відмова називається дійсною відмовою. Під час забивання ж спостерігається виробнича відмова, часто звана «помилковою відмовою».

У пісках «помилкова відмова» під час забивання палі буває менше дійсної, у наслідок того, що в процесі занурення палі під її вістрям утворюється ядро ущільненого ґрунту, яке перешкоджає зануренню палі під час ударів молота.

Під час «відпочинку» палі відбувається релаксація напружень у піску та пір її занурення знижується. Необхідна тривалість «відпочинку» палі залежить від виду і характеристики ґрунту: зазвичай для пісків і супісків – один тиждень, для суглинків до 14 днів, для глин – не менше 20 днів. Застосування підмиву для занурення палі у піски призводить до їхнього розмивання. Під впливом динамічних впливів пісок навколо палі ущільнюється.

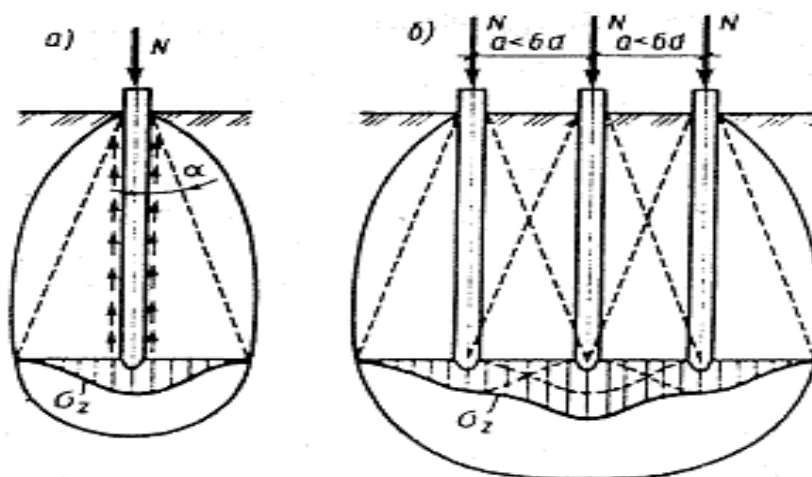


Рисунок 7.1 – Схеми передачі навантаження на ґрунт основи:
а – одиночною палею; б – групою палей

Під час улаштування набивних палей явища, що відбуваються в масиві ґрунту, значною мірою залежать від застосовуваної технології. Використання

буріння для влаштування свердловин призводить до розуцільнення ґрунту навколо палі, що істотно знижує несучу здатність таких паль порівняно з забивними. Ще більшою мірою знижується несуча здатність буронабивних паль, коли в забої залишається шлам.

Для збільшення несучої здатності таких паль ущільнюють ґрунт як під вістря, так і навколо бічної поверхні. З цією метою застосовують камуфлетні вибухи, механічне трамбування, електродинамічний ефект та ін.

7.3 Визначення несучої здатності паль

Опір палі зовнішньому навантаженню визначається як найменше з величин, обчислених за умовою міцності матеріалу палі й міцності ґрунту, який утримує її.

Одиночна зависла паля сприймає зовнішнє навантаження і перерозподіляє його на дві складові: опір вістря та опір по бічній поверхні палі.

З деяким наближенням для практичних розрахунків прийнято, що напружена зона ґрунту навколо палі має вигляд конуса з основою на рівні вістря палі.

Паля та конічний об'єм ґрунту утворюють як би своєрідний умовний фундамент. Отже, робота палі полягає в передачі зовнішнього навантаження на горизонтальну площадку на рівні її вістря.

На відміну від одиночної палі в палювому фундаменті епюри напруг, що виникають у площині нижніх кінців від розташованих поряд паль, залежно від відстані між ними, можуть між собою накладатися, стикатися або знаходитися на деякій відстані.

Аналогічна картина можлива і в зоні дії сил тертя між ґрунтом і бічною поверхнею палі. У результаті накладання епюр виникають напруги, що значно перевершують ті, які наявні для одиночних паль. Для недопущення цього, відстань між вісями паль під час проектування фундаментів суворо

регламентується і рекомендується приймати не менше трьох діаметрів паль, прийнятих розрахунком.

Визначення несучої здатності паль за матеріалом. Під час проектування фундаментів із паль-стояків визначальним є розрахунок по міцності матеріалу паль, у той час як для завислих паль – за опором ґрунту.

Несуча здатність залізобетонних і бетонних паль за міцністю матеріалу визначається відповідно до вимог норм на проектування бетонних і залізобетонних конструкцій. У цьому випадку паля розглядається як центрально-стиснутий стрижень. Найбільші стискальні напруги в палі виникають під час її занурення. У процесі роботи палі як фундаменту, зануреного в ґрунт, вона недовантажена.

При розрахунку палі на стиск і поздовжній вигин її розглядають як стрижень, що працює в пружному середовищі. Бетонні й залізобетонні палі як фундамент добре працюють на стиск і здатні сприймати великі зусилля по матеріалу. Однак під час транспортування, складування, підйому на копер і забиванні вони можуть бути пошкоджені. Щоб уникнути цього вони армуються, а також розраховуються на дію поздовжніх і поперечних сил, згинальних моментів.

Розрахункове навантаження, що допускається на залізобетонну палю по міцності матеріалу, визначають за формулою:

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

де $\gamma_c = 1$ – коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті;

$\varphi = 0,8-1,0$ – коефіцієнт умови роботи ростверку залежно від типу високий, низький;

γ_{cb} – коефіцієнт умов роботи бетону;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск;

R_{sc} – розрахунковий опір арматури на стиск;

A_b – площа поперечного перерізу бетону;

A_s – площа поперечного перерізу арматури.

Несучу здатність одиночних паль і фундаментів визначають різними методами залежно від стадії розробки проекту. До найбільш широко застосовуваних методів визначення несучої здатності ґрунту основи завислих паль належать:

- метод випробування статичним навантаженням;
- розрахунковий метод, заснований на використанні таблиць ДБН;
- динамічний метод;
- за допомогою моделей паль.

ЗМІСТОВИЙ МОДУЛЬ 3 ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ В СКЛАДНИХ ІНЖЕНЕРНО- ГЕОЛОГІЧНИХ УМОВАХ

ТЕМА 8 ФУНДАМЕНТИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

У слабких і, особливо, у водонасичених ґрунтах використовують фундаменти глибокого закладання, до яких належать опускні колодязі, кесони, глибокі бурові опори, тонкостінні оболонки і конструкції, зведені по типу «стіна в ґрунті». Усі ці споруди застосовують для обпирання фундаментів на глибоко розташовані і надійні шари ґрунту. Крім того, за допомогою перелічених споруд можливо обладнання підземних приміщень, призначених для гаражів, насосних станцій, складських приміщень, торгових центрів, підземних переходів тощо.

8.1 Опускні колодязі

Опускні колодязі становлять збірну або монолітну залізобетонну конструкцію, яка під власною вагою або за додаткового навантаження поступово з розробленням ґрунту всередині її занурюються до проектної позначки. За формою поперечного перерізу опускні колодязі можуть бути круглими, квадратними, прямокутними, змішаної форми з внутрішніми

перегородками або без них (рис. 8.1). Залежно від призначення опускного колодязя як фундаменту і розміщеного в ньому технологічного обладнання приймають їхню певну форму, розміри в плані і глибину. З огляду на величину діючих навантажень і особливостей ґрунтових умов, приймають метод занурення і конструкцію опускних колодязів. Найбільш раціональною є кругла форма, за якої активний тиск навколишнього ґрунту розподіляється рівномірно, а стінки колодязя в горизонтальних перерізах будуть сприймати тільки напруги стиснення.

За способом виготовлення опускні колодязі виконують із залізобетону і можуть бути як монолітні, так і збірні. Монолітні колодязі виготовляють на місці занурення на попередньо підготовленому майданчику.

Стінки колодязя армують вертикальними просторовими каркасами, які виготовляють на заводі і з'єднують зварюванням на місці їхнього зведення. Для бетонування стінок колодязя застосовують високоміцний бетон класу В35 – В40. Крім міцних показників міцності необхідно витримувати задану щільність і водонепроникність бетону, оскільки опускні колодязі часто розташовуються нижче рівня підземних вод.

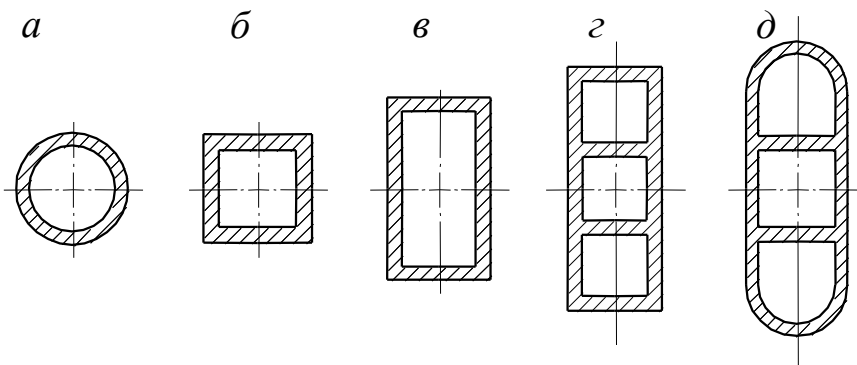


Рисунок 8.1 – Форми перерізів опускних колодязів у плані:
 а – кругла; б – квадратна, в – прямокутна; г – прямокутна з поперечними перегородками; д – із закругленими торцевими стінками

Ножова частина оболонки колодязя виконується ширше стінки на 100–150 мм з боку ґрунту для зниження тертя на бічній поверхні під час занурення

(рис. 8.2). Оболонку частіше виконують ширше її основи з нахилом догори 1/100. Ширину ріжучої кромки ножової частини приймають залежно від розмірів колодязя і щільності прохідних ґрунтів, але не менше 150–400 мм. Товщину стінок монолітних колодязів беруть з умови власної ваги, необхідної для подолання сил тертя під час занурення. У більш великих за розмірами колодязях, підводних без тиксотропною сорочки, товщину стін приймають 2,0–2,5 м і більше.

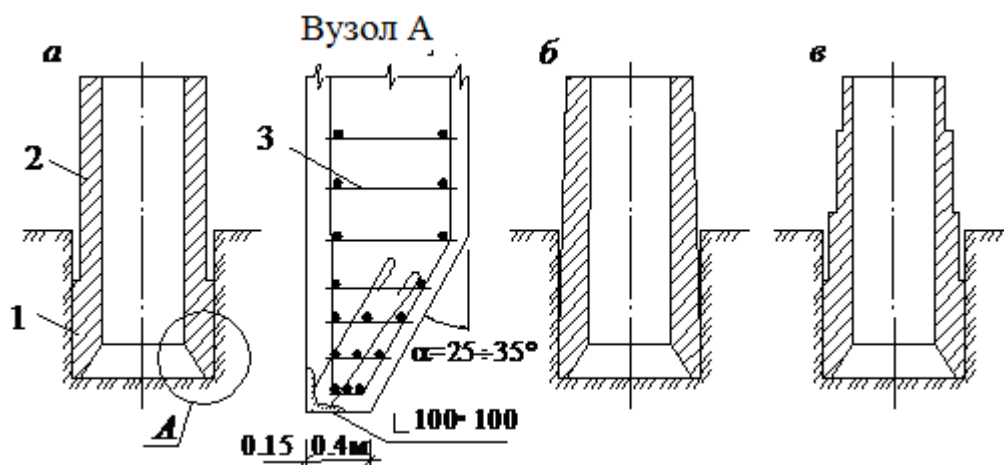


Рисунок 8.2 – Форми вертикальних перерізів опускних колодязів:
 а – циліндрична; б – конічна; в – циліндрова ступінчаста; 1 – ножова частина опускного колодязя; 2 – оболонка опускного колодязя; 3 – арматура ножа колодязя

Монолітні залізобетонні колодязі значно прості у виготовленні, їх можна виконувати будь-якої форми, але вони потребують великої кількості металу, значної трудомісткості і часу на придбання міцності бетону при нарощуванні стінок по висоті.

У цьому відношенні перевагу мають збірні опускні колодязі, що виконуються з панелей заводського виготовлення довжиною 12,0 м шириною 1,4–2,0 м і товщиною стінки 0,4–0,8 м (рис. 8.3). Між собою панелі з'єднують за допомогою петльових стиків і накладками на зварюванні. Збирання колодязів такої конструкції виконують на місці одночасно з ножовою частиною і додатково армують вертикальною і горизонтальною арматурою з зовнішнього і

внутрішнього боку. Як і в монолітних залізобетонних колодязях, зовнішню ножову частину роблять ширше на 150 мм для утворення порожнини навколо колодязя при його опусканні, у яку заливають суспензію з глинистого розчину для зменшення сил тертя по зовнішній стінці колодязя. Враховуючи ці вимоги, виготовляють опускні колодязі діаметром 8,0–24,0 м і глибиною 25,0 м і більше.

Монтаж колодязів із вертикальних готових панелей значно скорочує терміни будівництва, знижує його трудомісткість. Недоліком збірного опускного колодязя є його невелика вага, яка не забезпечує стабілізацію колодязя, розташованого нижче рівня підземних вод, що потребує додаткових пристроїв для утримання його від спливання.

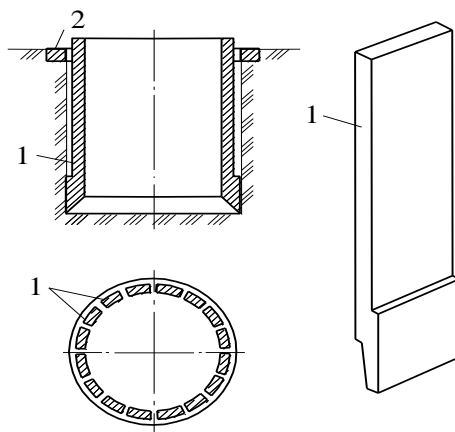


Рисунок 8.3 – Збірний опускний колодязь із вертикальних панелей:
1 – панелі; 2 – форшахта

В останні роки стали застосовувати пустотілі криволінійні блоки, що укладаються з перев'язуванням швів, з'єднаних між собою за допомогою петльових стиків.

У будівельній практиці також знаходить застосування збірно-монолітний варіант опускного колодязя, за якого нижню ріжучу частину виконують з монолітного залізобетону, на яку по мірі занурення колодязя нарощують збірні двохпустотні блоки. Блоки, укладені на розчин, кріплять між собою в місцях вертикальних швів, після чого їх заповнюють бетоном.

Таку конструкцію частіше використовують під час будівництва великих опускних колодязів із глибиною занурення 30,0–40,0 м діаметром більше 20,0 м. Основним недоліком цього способу є значний обсяг витрат монолітногозалізобетону на замоноличування стиків і виготовлення ножової частини, а перевагою – застосування одного типорозміру, наявність у блоках пустот, що дозволяє регулювати вагу колодязя під час заповнення їх бетоном, вирівнюючи його у разі перекосів і утримуючи від спливання.

8.2 Занурення опускних колодязів

Залежно від призначення, розмірів у плані, гідрогеологічних умов та економічної доцільності використовують такі методи занурення опускних колодязів.

У разі відсутності підземних вод або в умовах водопониження застосовують розроблення ґрунту в колодязі екскаваторами або бульдозерами (рис. 8.4, а). Вийнятий ґрунт піднімають на поверхню. Цей метод застосовують під час розроблення пухких пісків, легких супісків, галечнику. Використовують також засоби гідромеханізації в легко розмивних ґрунтах (піски, супіски, дрібні суглинки), але за наявності на будмайданчика необхідної кількості води, забезпеченні електроенергією і трубами для транспортування пульпи за межі будівельного майданчика. Глибину розробки ґрунту на одну висоту опускання приймають такою, що дорівнює 1,5–2,0 м.

На обводненій території або в ґрунтах з високим рівнем підземних вод попередньо виконують водозниження або відкачування води. Глибинне водозниження здійснюють за допомогою голкофільтрів, розташованих по периметру, і відкачуванням насосами.

Розроблення ґрунту під водою зазвичай здійснюють грейфером (рис. 8.4, б).

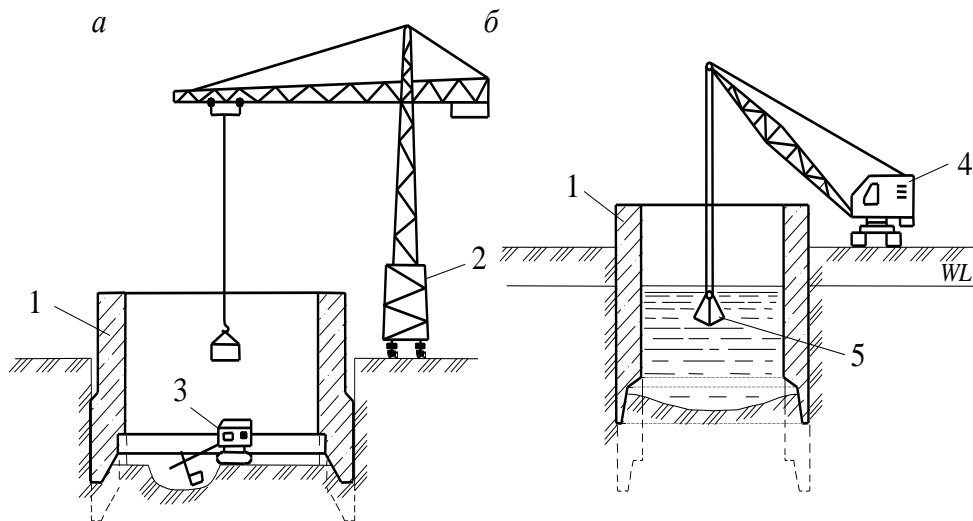


Рисунок 8.4 – Розроблення ґрунту в опускному колодязі: а – насухо за допомогою екскаватора; б – під водою з допомогою грейфера; 1 – колодязь; 2 – баштовий кран; 3 – екскаватор; 4 – кран-екскаватор; 5 – грейфер

По мірі нарощування ваги опускного колодязя вертикальність його переміщення в ґрунті контролюється інструментально. У процесі виконання робіт можуть виникнути складності, які пов'язані з недоліками під час проведення інженерно-геологічних вишукувань – це поява включень твердих порід під ножовою частиною колодязя, що створює нерівномірне переміщення по вертикалі, викликає перекид або зависання, а іноді призводить до руйнування стінок опускного колодязя.

Для подолання сил тертя об стінки опускного колодязя застосовують спосіб занурення за допомогою тиксотропною сорочки. У результаті цього контакт колодязя з ґрунтом при нормальному опусканні відбувається тільки в межах ножової частини і по невеликій площі. Вище ножової частини створюється тиксотропна сорочка з глинистого розчину, що закачується зверху через ін'єкційні труби. Розчин готують із бентонітових глин, що містять монтмориллоніт, який має тиксотропні властивості – він легко переходить із рідкого стану в гелеобразну масу. Такими властивостями наділені пластичні глини, що містять дрібні частинки (0,005 мм) не менше 30 %. Суспензію закачують по всій площі кільця круглої або прямокутної форми, від уступу

ножової частини до верху занурення, що дозволяє рівномірно виконувати занурення, знижуючи тертя по бічній поверхні.

8.3 Розрахунок фундаментів глибокого закладання (опускні колодязі)

Розрахунок фундаменту у вигляді опускного колодязя виконується за матеріалом, як для залізобетонних конструкцій, на навантаження і впливи, що виникають в умовах будівництва і експлуатації споруди. Під час занурення колодязя в ґрунт враховують такі види навантажень: власна вага колодязя, навантаження колодязя під час занурення, горизонтальний тиск ґрунту на стінки колодязя, гідростатичний тиск води на колодязь, сили тертя ґрунту по бічній поверхні колодязя T , реактивний тиск ґрунту під подошвою ножа P .

Розрахунок опускних колодязів на будівельні навантаження охоплює: розрахунок на занурення, розрахунок стін на розрив, розрахунок ножової частини колодязя, розрахунок стін колодязя на бічний тиск ґрунту, розрахунок міцності стін на вигин у вертикальній порожнині, розрахунок на спливання.

Розрахунком на період занурення необхідно перевірити:

- міцність зовнішніх, внутрішніх стін, перекриттів;
- на зрушення по подошві, на перекидання і на загальну стійкість споруди разом з основою;
- на спливання колодязя.

Опускні колодязі належать до фундаментів глибокого закладання. Навантаження від них передається через подошву і бічним тиском (тертям). Оскільки цей тип споруд, здебільшого подошва колодязя, знаходиться на глибині 30,0–60,0 м, то ґрунтова основа не викликає особливих ускладнень щодо її стисливості.

Робота опускного колодязя як фундаменту, можна порівняти з роботою завислої палі в ґрунті. Різниця полягає в розмірах обох конструкцій і великій

несучій здатності колодязя шляхом спирання на міцні ґрунти, розташовані на значній глибині (рис. 8.5).

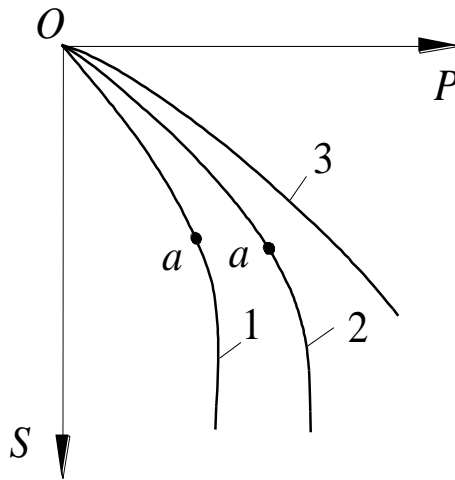


Рисунок 8.5 – Графік залежності осідання від навантаження: 1 – для фундаменту, що зводиться у відкритому котловані; 2 – те саме для пальового фундаменту; 3 – те саме для глибокого закладання фундаменту

Розрахунок опускних колодязів проводять відповідно до відомих методів обліку впливу сил тертя, що розвиваються по його бічній поверхні. До того ж варто мати на увазі, що опускаючий колодязь занурюється без днища, працюють бічна поверхня і ножова частина, а по мірі розроблення ґрунту в площі основи та у ножовій частині відбувається переміщення його по вертикалі. По мірі опускаючого наращують стінки опускаючого колодязя, збільшуючи навантаження на ножову частину.

Занурення колодязя забезпечується у разі дотримання умови:

$$\frac{(G_m + Q)}{T_2 + F_u} \geq \gamma_{pl},$$

де G_m – вага будівельних конструкцій стін;

Q – привантаження колодязя під час занурення;

T_2 – сила тертя стін колодязя по ґрунту під час занурення;

F_u – опір ґрунту під подошвою ножа;

γ_{pl} – коефіцієнт надійності занурення (зазвичай приймають 1,15).

Розрахунок виконують поетапно по мірі нарощування кожного ярусу і на повну глибину.

Якщо колодязь опускається з пристроєм днища і підводною розробкою ґрунту, розрахункові зусилля (моменти і поперечні сили) збільшують на 15 % через складність контролю за положенням опорних зон.

Міцність залізобетонного днища з шарнірним обпиранням по контуру на стіни колодязя розраховують на наступні навантаження: опір ґрунту під днищем колодязя R_g і гідростатичний тиск підземних вод за формулою:

$$R_g = \sum G - P_w ,$$

де $\sum G$ – сума всіх постійних вертикальних навантажень на колодязь з урахуванням сил тертя.

Під час розрахунку опускного колодязя в умовах експлуатації потрібно враховувати:

- міцність зовнішніх і внутрішніх стін, днища, перекриттів;
- спливання колодязя;
- зрушення по підшві, перекидання та загальну стійкість споруди разом з основою.

Розрахунок в умовах експлуатації необхідно проводити з урахуванням навантажень:

$$\frac{\sum G + T_i + Q}{A_w H_w \gamma_w} \geq \gamma_{lm},$$

де G , Q – розрахункові навантаження;

T_i – сума зусиль тертя при розрахунку на спливання;

A_w – площа основи колодязя;

H_w – розрахункове перевищення рівня підземних вод над основою днища колодязя;

γ_w – питома вага води;

γ_{lm} – коефіцієнт надійності від спливання.

Розрахунок колодязя на зрушення по підшві та перекидання, а також загальної стійкості спільно з основою проводять тільки у разі великих горизонтальних зусиль.

8.4 Кесони

Одним із різновидів фундаментів глибокого закладання є кесони (рис. 8.6). Кесони застосовують давно, особливо в водонасичених ґрунтах із шарами, що чергуються слабкими ґрунтами і ґрунтами твердих порід – скельні, напівскельні, у яких опускні колодязі влаштовувати важко.

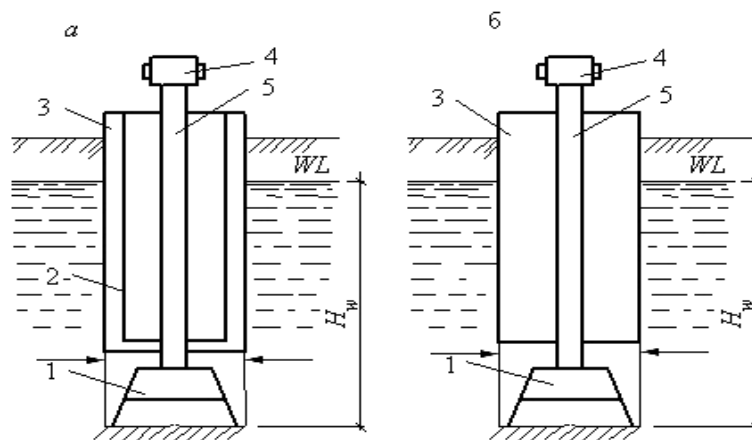


Рисунок 8.6 – Схема влаштування фундаментів глибокого закладання кесонним методом: а – для заглибленого приміщення; б – для глибокого фундаменту; 1 – кесонна камера; 2 – гідроізоляція; 3 – надкесонне приміщення; 4 – шлюзовий апарат; 5 – труба шахтна

Кесон порівнюють із перевернутим догори днищем коробчастої конструкції, яка має стелю, бічні стінки і два приміщення – робочу камеру 1, у яку під тиском нагнітається стиснене повітря, що врівноважує тиск води на цій глибині і не заважає проводити роботи із розроблення ґрунту, і надкесонне приміщення 3, через яке проходить шахтна труба 5 і шлюзовий апарат 4, через який відкривається доступ робочому кесону і забезпечується подача матеріалів, обладнання і підйом вийнятого ґрунту.

Надкесонне приміщення залежно від призначення кесона як фундаменту глибокого закладання виконують у вигляді суцільного масиву з монолітного бетону або залізобетону. Якщо надкесонне приміщення використовується як заглиблене, то його конструкція дещо відрізняється за вагою і технології виготовлення. Зовнішні стінки ретельно гідроізольовують від проникнення води. Вони можуть бути виконані із збірних елементів. Надкесонне приміщення виконуються по всій висоті або ж ярусами по мірі занурення.

Основними елементами, необхідними для занурення кесонів, є шлюзові апарати, шахтні труби та компресорна станція. Шлюзовий апарат з'єднаний з кесонною камерою шахтними трубами, по яких робітники потрапляють у камеру.

Попередньо проходить адаптація організму людини в умовах підвищеного тиску і поступового зниження його, що забезпечує уникнення декомпресії після закінчення робіт. Тиск у робочій камері відповідає величині 350–400 кПа за глибини занурення кесона на 35,0–40,0 м. Воно запобігає потраплянню води в робочу камеру. Робітники знаходяться в кесоні протягом 2 годин. Адаптація їх до роботи в камері входу становить 15–20 хв, а при виході з камери – у межах 1 години зі зниженням тиску повітря до атмосферного. Отже, цей спосіб влаштування фундаментів є дорогим, складним як для людей, що працюють в кесоні, так і за технологією виконання робіт.

До початку виконання робіт на поверхні монтують кесонну камеру, шлюзовий апарат і шахтні труби. Одночасно поблизу кесона споруджують компресорну станцію, монтують обладнання для подачі стисненого повітря в кесон. Після того як бетон кесонної камери досяг проектної міцності, починають занурення. У кесонну камеру, як тільки вона досягла рівня підземних вод, подають стиснене повітря для віджимання води з камери кесона. По мірі занурення кесона здійснюють нарощування шахтної труби і надкесонної частини споруди. Ґрунт у камері кесона розробляють вручну або гідромеханічним способом і подають на поверхню через шахтний отвір і шлюзову камеру.

Розрахунок кесона виконується аналогічно розрахунку опускного колодязя.

8.5 Підземні споруди, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті»

Фундаменти підземних споруд, що влаштовуються методом «стіна в ґрунті», знайшли застосування у містах в умовах забудованої території. Цей метод дозволяє влаштовувати підземні споруди поблизу існуючих будівель і споруд без порушення їхньої стійкості, приймає на себе частину динамічних навантажень. Його конструктивні елементи є невід'ємною складовою конструкцією для транспортних споруд – підземні переходи, тунелі, станції метрополітену, підземних автомагістралей, а також під час будівництва гідротехнічних споруд – водозабірні та насосні станції, протифільтраційні завіси гребель і дамб, набережні, причальні стінки та ін.

«Стіна в ґрунті» одночасно може бути кріпленням стінок котловану, підземних поверхів будівель.

Стійкість стін підземних споруд забезпечується закладанням їх нижньої частини в ґрунтах, а також застосуванням розпірних конструктивних елементів у вигляді розпірних балок і анкерів (рис. 8.7). При відстані між паралельними стінами підземних споруд до 15,0 м стійкість стін повністю забезпечується, за більшої відстані необхідно передбачати їхнє анкерне кріплення.

Глибину закладання (висоту) стін у ґрунті приймають залежно від гідрогеологічних умов майданчика, конструкції стін, технології виконання робіт під час їхнього зведення, з урахуванням техніко-економічного порівняння варіантів. В умовах зведення споруд у водонасичених ґрунтах рекомендується заглиблювати стіну в водотривкий шар (суглинки, глини) на глибину 1,0–1,5 м, в скельні ґрунти – на 0,5–1,0 м.

Технологія влаштування «стіни в ґрунті» передбачає застосування як монолітного залізобетону, так і збірних залізобетонних елементів.

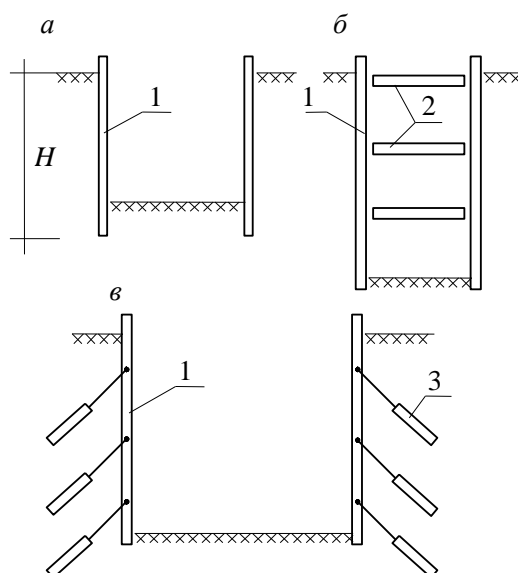


Рисунок 8.7 – Конструктивні схеми споруд із паралельними стінами:
 а – консольна стіна (Н – глибина закладання стіни); б – стіна з кріпленням паралельними розпірками; в – стіна з кріпленням анкерами; 1 – стіна; 2 – розпірки; 3 – анкери

Під час спорудження траншейних стін попередньо влаштовують збірну або монолітну форшахту. Вона є напрямною для землерийних механізмів, опорою для підвішування армокаркасів, збірних залізобетонних панелей.

Глибину піонерної траншеї приймають 0,8–1,5 м залежно від міцності поверхневого шару ґрунту, довжину захватки в поздовжньому напрямку приймають 4,0–6,0 м, ширину траншеї залежно від обладнання, товщини несучих монолітних стін від 40 см до 100 см. Обсяг захватки з урахуванням бетону повинен складати не більше 50–60 м³.

Для розроблення ґрунту в траншеї використовують землерийне обладнання безперервної дії – екскаватори типу «зворотна лопата» з подовженою стрілою і вузьким ковшем, що дозволяє рити траншею глибиною до 7,0–8,0 м, бурові верстати обертального буріння та спеціальні ковшові і фрезерні агрегати.

Для утримання стінки від обвалення в неї заливають тиксотропний глинистий розчин. Рівень розчину має бути вище рівня підземних вод. Для приготування глинистих розчинів густиною 1,15–1,30 т/м³ застосовують

спеціальні бентонітові глини або місцеві глини. Опускають арматурний каркас, виконують бетонування і переходять до виконання робіт на наступній захватці через одну, а після її влаштування – до проміжної і т. д. У результаті утворюється суцільна стіна. Така конструкція стіни може бути кріпленням стін котловану, стіною підземних поверхів і фундаментом.

Разом із влаштуванням «стіни в ґрунті» з монолітного залізобетону цей процес можна прискорити шляхом заповнення траншеї збірними залізобетонними панелями. Для зручності виконання монтажних робіт товщину панелей приймають на 6,0–10,0 см менше ширини траншеї, зазор заповнюють спеціальним цементно-піщаним або цементно-глинистим розчином. Розчин має бути рідким, після твердіння набувати міцність не нижче міцності навколишнього ґрунту і бути водонепроникним.

В останні роки у практику фундаментобудування почали впроваджувати шліцьові (щілинні) фундаменти (рис. 8.8). Цей тип фундаментів доцільно застосовувати під час будівництва практично на непридатних ґрунтах, за повного прорізання просадної товщі, у складних нашаруваннях водонасичених ґрунтів, а також в умовах зсувних, де стіна виконує функції як фундаменту, так і утримувальної споруди.

Шліцьові фундаменти влаштовують на глибину від 4,0 до 50 м і більше. Глибина фундаменту обмежується можливостями застосовуваних землерийних механізмів. Ширина траншеї може бути 0,2–1,2 м і залежить від можливостей застосовуваних механізмів. За способом влаштування шліцьові фундаменти можуть бути збірні, монолітні та збірно-монолітні, за способом передачі навантаження від споруди на ґрунт – шліци-стійки, які передають навантаження на практично нестискувальний ґрунт, завислі, які передають навантаження бічною поверхнею і подошвою фундаменту.

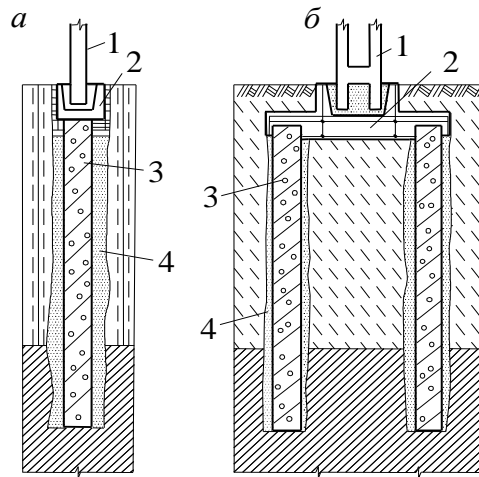


Рисунок 8.8 – Конструкції збірних шліцьових фундаментів із плоских панелей: а – однорядний; б – дворядний; 1 – колона; 2 – ростверк зі стаканом під колону; 3 – збірний плоский елемент; 4 – тампонажний розчин

Товщина стінок монолітного шліцьового фундаменту – 400–600 мм, збірного – 200–1200 мм. Збірні шліцьові фундаменти опускають у заздалегідь прорізану траншею. Товщину шліцьового фундаменту приймають на 10 см менше ширини траншеї для полегшення монтажу та проведення тампонажних робіт із заповнення пазух. Тампонажним матеріалом є глино-цементно-піщані розчини або глино-щебенево-піщані композиції. Конструкції стиків між збірними елементами необхідно приймати такими, щоб вони дозволяли легко вести монтаж елементів під глинистою суспензією і проводити тампонажні роботи. Збірні шліцьові фундаменти застосовують із суцільних плоских панелей, із порожнистих панелей і тонкостінних об’ємних елементів.

Під час проектування шліцьових фундаментів варто виконувати розрахунок стійкості стінок траншей з урахуванням гідрогеологічних умов будівельного майданчика, фізико-механічних властивостей ґрунтів, рівня ґрунтових вод і навантаження від поблизу розташованих будинків.

Шліцьові фундаменти працюють не тільки в поздовжньому, але і в поперечному напрямку, тому розрахунок шліцьових фундаментів і їхніх основ має здійснюватися за двома групами граничних станів:

- 1) за міцністю матеріалу фундаментів і їхніх елементів;
- 2) за несучою здатністю основи;
- 3) за стійкістю основ шліцьових фундаментів, якщо на них передаються горизонтальні навантаження;
- 4) за деформаціями основ шліцьових фундаментів;
- 5) за переміщеннями фундаментів з урахуванням взаємодії фундаменту з ґрунтом від дії вертикальних, горизонтальних навантажень і моментів, щодо утворення і розкриття тріщин в елементах залізобетонних фундаментів.

ТЕМА 9 ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

9.1 Загальні положення

У реальній повсякденній практиці, поряд із новим будівництвом проводяться роботи з реконструкції існуючих будівель, зокрема старої забудови. Відновлення експлуатаційної придатності будівельних об'єктів часто супроводжується підсиленням фундаментів, які найбільш схильні до впливу різних несприятливих факторів.

У ґрунтах, зі свого боку, спостерігаються процеси, що знижують із часом значення їх міцнісних і деформаційних характеристик. У таких випадках необхідно підсилювати і ґрунти основ.

Реконструкція будівель та споруд нерідко проводиться із заміною конструктивних елементів і устаткування з більшим, ніж було вагою. Це підвищує напруги в ґрунті і призводить до додаткових осад основи.

Підсиленню ґрунтів і конструкцій (зокрема фундаментів) передують обстеження будівель, особливо з ознаками пошкоджень. Проводиться загальна оцінка стану будівельного об'єкта і визначається можливість його реконструкції. Варто зазначити, що без детального обстеження стану фундаментів і їхніх основ роботи із реконструкції не проводять.

9.2 Обстеження фундаментів і ґрунтів основи

До початку реконструкції будівель необхідно мати повне уявлення про геологічні умови на майданчику забудови і стан ґрунтів, що використовуються як основи, стан фундаментів і надземних конструкцій.

Із цією метою виконуються інженерно-геологічні вишукування, які охоплюють такі види робіт:

- ознайомлення з архівною проектно-будівельною документацією (якщо вона збереглася);
- улаштування шурфів, а в низці випадків і бурових свердловин із відбором зразків ґрунту для лабораторних випробувань;
- визначення за допомогою шурфів тип фундаментів та їхній технічний стан;
- дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів основи.

Отримані дані, а також супутні їм розрахунки, що дозволяють визначити необхідність посилення фундаментів і ґрунтів основи і намітити заходи щодо їхнього здійснення.

У разі фундаментів мілкового закладання, у шурфах, крім відбору ґрунтових зразків, визначають матеріал, з якого виконаний фундамент, встановлюють наявність або відсутність ушкоджень, характер ушкоджень, якщо вони є. За допомогою приладів ударної або відривної дії визначається міцність матеріалу за станом на момент обстеження.

У шурфах ведуться обміри фундаментів і глибини їхнього закладання. Якщо в шурфі виявляються підземні води, а це можливо за їх високого стояння, необхідно заміряти усталений рівень підземних вод щодо денної поверхні землі.

У шурфах є можливість зробити також натурні випробування ґрунтів поблизу подошви фундаменту за допомогою зондів і приладів обертального зрізу.

Для обстеження пальових фундаментів виринають доступні за глибиною шурфи, які дозволяють визначити тип палів, їхні перерізи, розміщення в ростверку.

Головною причиною ослаблення основ є підвищення вологості ґрунтів, крім того, здебільшого це стосується пілувато-глинистих ґрунтів і меншою мірою – піщаних.

Причинами водонасичення можуть бути підйом рівня ґрунтових вод, витікання води з комунікацій, сезонні підтоплення. Спостерігається також поступова концентрація вологи під подошвою фундаментів і за відсутності підземних вод.

На території, де будівництво здійснюється на макропористих лесових ґрунтах, замочування основ призводить до осад, як правило, нерівномірним, за яких будівлі набувають ушкодження, не сумісні з їх нормальною експлуатацією. Відомо, що в таких ситуаціях міцнісні характеристики просідаючих ґрунтів – кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення знижуються у своїх значеннях у 1,5–2 рази.

З іншого боку, якщо в ґрунтах основи за весь період експлуатації будівельного об'єкта негативні явища відсутні, то обтиснений фундаментами ґрунт покращує свої показники. Це видно на прикладі зменшення значення коефіцієнта пористості в ґрунтових зразках, відібраних на різній глибині під подошвою фундаменту в умовах відсутності негативних явищ в основі за період експлуатації будівлі.

Зміцнення ґрунтів основи під навантаженням залежить від початкової щільності і виду ґрунту, його гранулометричного складу, величини ущільнювального тиску, часу дії навантаження.

Отже, тільки дослідження ґрунтів основи у разі реконструкції будівлі дозволяють визначити необхідність підсилення ґрунту або ж встановити відсутність такої необхідності. Обов'язково також враховують результати обстеження фундаментів і оцінку їхнього стану.

9.3 Розрахунок основ реконструйованих будівель

Розрахунок основ реконструйованих будівельних об'єктів має перевірочний характер. Це означає, що використовуються результати обміру фундаменту – ширина подошви, глибина його закладання і глибина підвалу, якщо він є. До початку розрахунку мають бути визначені фізичні і механічні характеристики ґрунту, основи, зокрема питома вага, кут внутрішнього тертя та питома зчеплення.

Ці дані дозволяють за формулою знайти значення розрахункового опору ґрунту R і зіставити його з тиском на ґрунт, який буде діяти на основу після реконструкції.

Крім того, потрібні значення коефіцієнта пористості, ступеня вологості, показника плинності, пластичності, які дозволяють визначити види ґрунтів, що складають основу в межах стисливої товщі, і оцінити їхній фізичний стан.

Аналіз отриманих даних дозволяє встановити можливість реконструкції будівлі, не вдаючись до посилення основи. Оскільки в міцних і стійких ґрунтах довгостроково діючі навантаження від споруди сприяють збільшенню несучої здатності основи, то виникає необхідність визначити нове значення розрахункового опору, більш високе порівняно з розрахунковим опором ґрунту до початку будівництва.

Разом із тим перевіряється умова:

$$P \leq Rmk = R',$$

де P – тиск на ґрунт з огляду на нові підвищені навантаження під час реконструкції;

m – коефіцієнт, що враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунту основи під подошвою фундаменту за період експлуатації будівлі;

k – коефіцієнт, що визначається відношенням розрахункової осадки за тиском, що дорівнює розрахунковому до гранично допустимої осадки;

R' – розрахунковий опір ґрунту з урахуванням тривалого обтиснення основи фундаментами споруди; γ

R – розрахунковий опір ґрунту, не обжатого тиском фундаментами споруди.

Коефіцієнт m , що залежить від відношення тиску на основу до надбудови P_0 до розрахункового опору R і визначається з огляду на такі умови:

$$\begin{aligned}\frac{P_0}{k} > 80\% \quad m &= 1,3; \\ \frac{P_0}{k} > 70 - 80\% \quad m &= 1,15; \\ \frac{P_0}{k} < 70\% \quad m &= 1.\end{aligned}$$

Якщо умова задовольняється, посилення основи не потрібно, але необхідність визначення додаткової осадки ґрунту у зв'язку з підвищенням навантажень на основу під час реконструкції будівлі залишається.

У випадку, коли ефект зміцнення ґрунту під фундаментами тривалої експлуатації і потреба в реконструкції будівлі відсутні, а навантаження будуть збільшені, у такому разі перевірочні розрахунки розмірів подошви фундаментів виконуються враховуючи величину розрахункового опору ґрунту.

9.4 Будівництво поблизу існуючих будівель

Сучасні підходи до раціонального використання міської території стали причиною більш пильної уваги до вимог внутрішньоквартальної забудови, у разі збільшення поверховості, розроблення котлованів поблизу існуючих споруд. Недотримання цих вимог створює додаткові труднощі під час експлуатації будівель: призводить до підвищених деформацій ґрунтів основ, до утворення тріщин у кладці зовнішніх і внутрішніх стін, перекосу отворів та сходових маршів, до зсуву плит перекриттів тощо. Особливо це важливо враховувати в умовах слабких ґрунтових основ, розташованих на ділянках із змінним рівнем ґрунтових вод, інтенсивного руху наземного і підземного транспорту і т. п.

Проектування і будівництво нових будівель, реконструкцію існуючих варто проводити відповідно до Тимчасової інструкції з улаштування фундаментів поблизу існуючих будівель (ВСН 401-01-77), з якої випливає, що крім вимог ДБН В.2.1.-10-2009 за дотримання умови другої групи граничних станів $s \leq s_u$ необхідно враховувати умову:

$$s_{ad} \leq s_{ad,u} ,$$

де s_{ad} – додаткова осада від навантаження основи існуючої будівлі від проектувальної;

$s_{ad,u}$ – гранично допустиме значення спільної додаткової деформації будівлі. Водночас враховується, що розвиток осад окремо стоячої s_{ad} і примикаючої будівлі s_u призводить до різних результатів ($s_{ad} \neq s_u$).

Прогнозуючи виникнення нерівномірних деформацій (рис. 9.1), необхідно орієнтуватися на такі показники: $s_{ad,a}$ – додатковий осад точки а на лінії примикання нової будівлі до існуючої; j_{ad} – додатковий перекис існуючої будівлі на ділянці примикання; i_{ad} – додатковий крен існуючої будівлі у бік нової.

Заходи щодо проведення попередніх робіт до розроблення котлованів і траншей у безпосередній близькості від існуючих споруд такі:

1. Закріплення ґрунтів основи.
2. Посилення конструктивних елементів існуючих будівель (стін, перекриттів, фундаментів та ін.).
3. Перенесення або відключення підземних комунікацій.
4. Проведення водопониження в зоні робіт із змінним рівнем ґрунтових вод.
5. Розроблення технологічних процесів та послідовності робіт із риття котловану.
6. Проектування та улаштування фундаментів поблизу існуючих споруд.

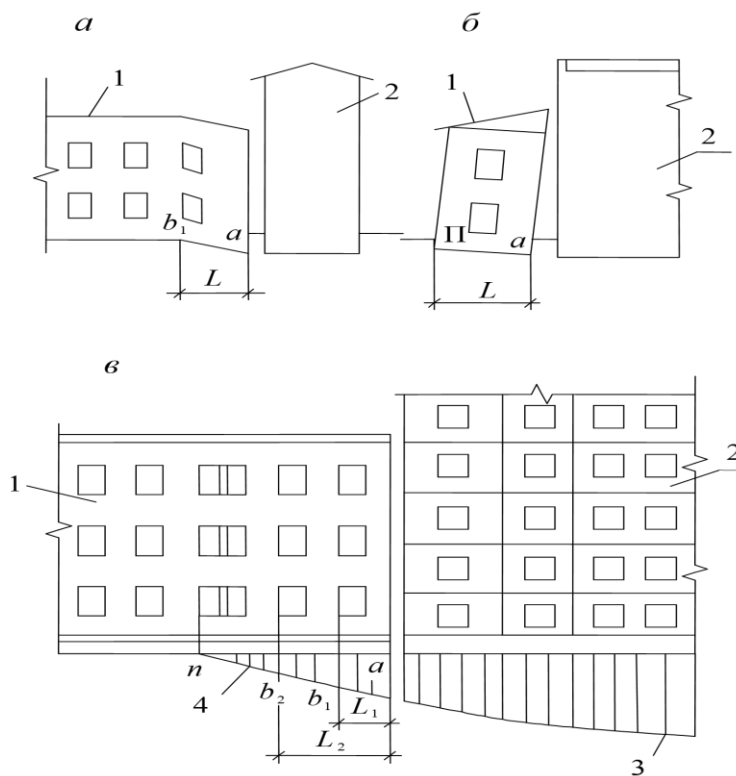


Рисунок 9.1 – Схема визначення крену будівлі і перекосу його конструкцій в результаті розвитку додаткової осади: а – перекіс конструкцій будівлі; б – крен щодо споруджуваної будівлі; в – епюра осаду поздовжньої стіни нової будівлі і додаткового осаду існуючої будівлі; 1 – існуюча будівля; 2 – яка будується; 3 – крива осаду нової будівлі; 4 – крива додаткового осаду старої будівлі від нової будівлі-прибудови

Під час розроблення котловану поблизу існуючих фундаментів знижуються вертикальні і горизонтальні напруги нижче дна котловану і разом із цим (рис. 9.2, а), зменшується несуча здатність основи. Це викликано винятком для випадку наявності бічної пригрузки. За глибини котловану, що перевищує позначку розташованого фундаменту, виникають негативні явища, які сприяють розвитку бічного активного тиску ґрунту на стінку існуючого фундаменту, що часто призводить до підйому дна котловану (рис. 9.2, б). Зміна вихідного напруженого стану масиву викликає втрату стійкості прифундаментного шару ґрунту, що примикає до розроблюваного котловану.

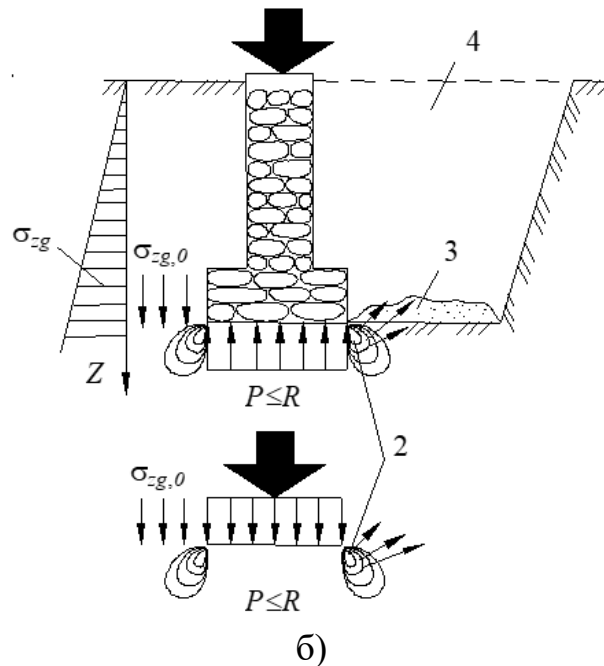
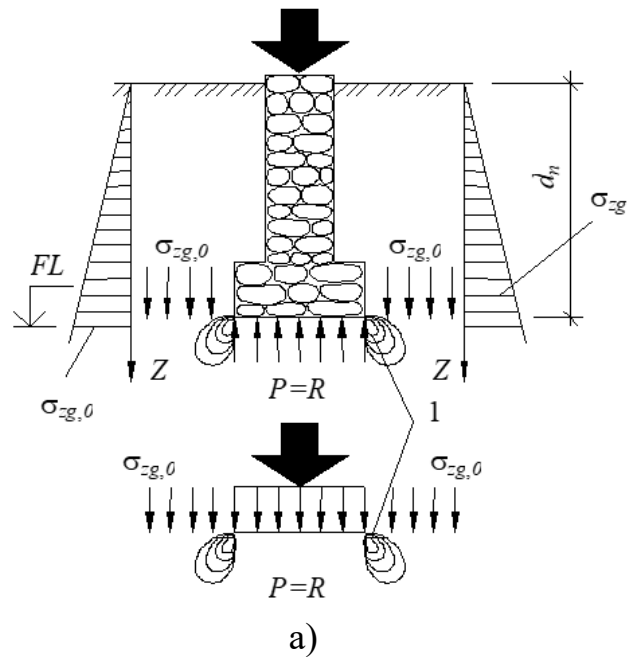


Рисунок 9.2 – Вертикальні напруги в основі споруд:

а – до розроблення сусіднього котловану; б – після розроблення; 1 – зони пластичних деформацій ґрунту; 2 – зони можливого випору ґрунту; 3 – підйом дна котловану; 4 – котлован, викопаний біля фундаменту

Якщо середній тиск під подошвою існуючого фундаменту $p \leq R$ (де R – розрахунковий опір ґрунту основи), то у разі розташування дна котловану вище на 0,5 м і більше подошви існуючого фундаменту випору ґрунту з-під подошви не станеться (рис. 9.3).

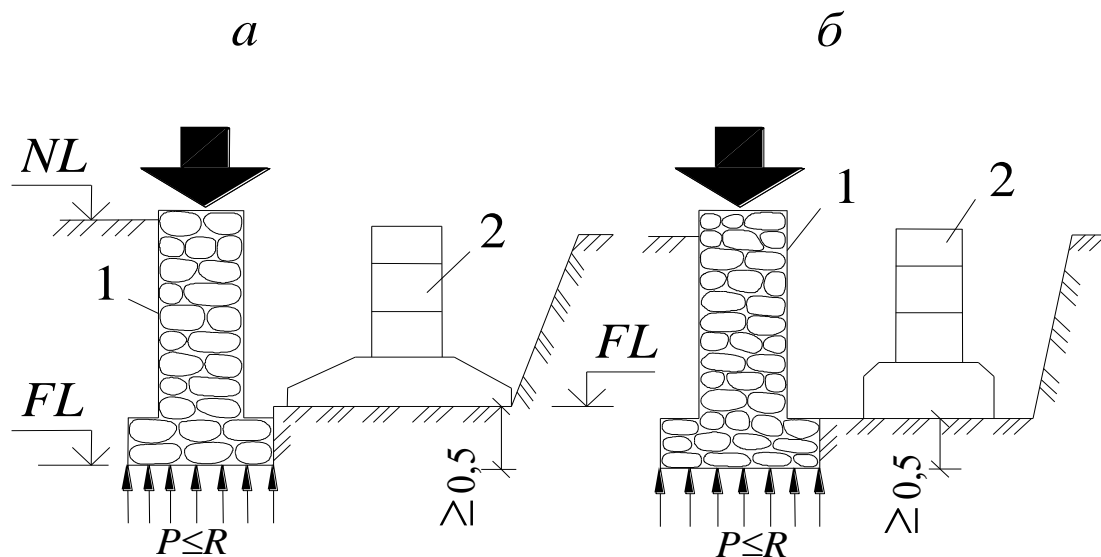


Рисунок 9.3 – Розташування існуючих (1) і запроектованих (2) фундаментів, за якого виключають видавлювання ґрунту: а – примикання фундаментів упритул; б – примикання фундаментів при незначному віддаленні

Відсутність шпунта або його недостатнє заглиблення призводять до суфозійного руйнування ґрунту під фундаментом у разі відкритого водовідливу з котловану (рис. 9.4).

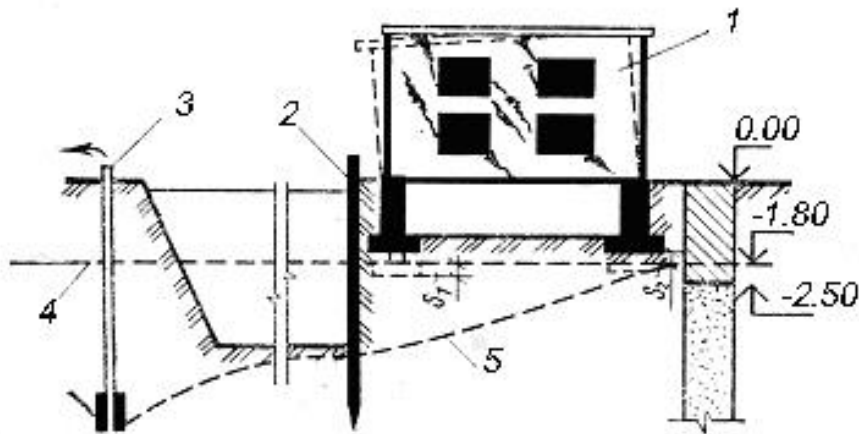


Рисунок 9.4 – Деформація будівлі внаслідок пониження рівня підземних вод голкофільтровою установкою: 1 – будівля; 2 – шпунт; 3 – голкофільтр; 4 – рівень підземних вод до водозниження; 5 – те саме після водозниження

У разі зміни рівня ґрунтових вод також можуть відбуватися додаткові осадки, що викликають нерівномірне переміщення фундаментів (рис. 9.5).

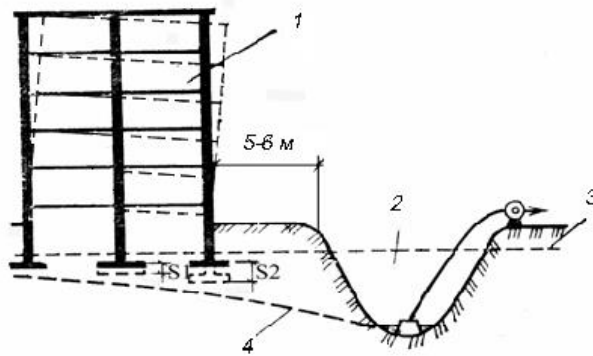


Рисунок 9.5 – Деформація житлового будинку, викликана відкритим водовідливом з суміжної з ним траншеї: 1 – житловий будинок; 2 – траншея; 3 – рівень підземних вод до відкачування; 4 – те саме, після відкачування

Подібні явища спостерігаються і під час водовідливу з котлованів і траншей, які знаходяться на значній відстані від будівлі.

Під час розроблення котловану поблизу існуючих будівель, схильних замочуванню від водойм або витоку води, необхідно передбачати глибинне водозниження під час виконання робіт із улаштування котловану і монтажі фундаментів з ретельною гідроізоляцією або паралельним влаштуванням стін зі шпунта.

У разі будівництва нових будівель поблизу існуючих відбувається додаткове ущільнення ґрунту, що сприяє збільшенню в ньому напружень. Такі явища спостерігаються також і під час складування матеріалів поблизу споруджуваних будівель (рис. 9.6).

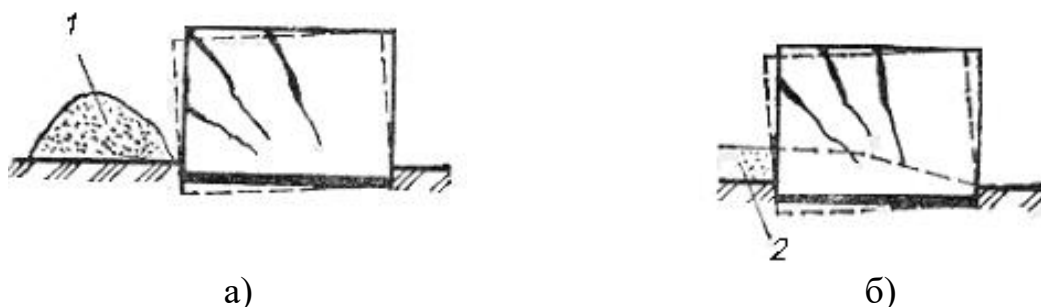


Рисунок 9.6 – Розвиток додаткової осадки: а – від розміщених матеріалів; влаштування штучного насипу; 1 – матеріали; 2 – насип

Будівництво нової будівлі поблизу існуючої може викликати додаткове осідання поверхні ґрунту, якщо нові навантаження на основу будуть більше навантажень, що передаються існуючою будівлею (рис. 9.7). На напружений стан ґрунтової основи існуючої будівлі будуть також впливати близько розташовані будівлі залежно від часу навантаження основи (рис. 9.8).

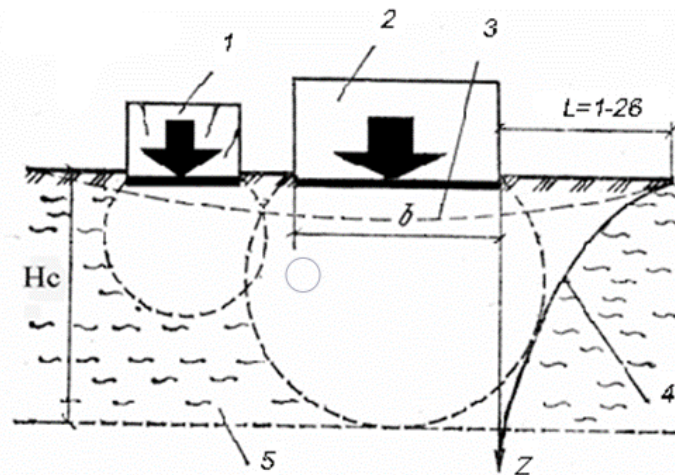
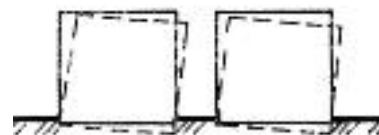
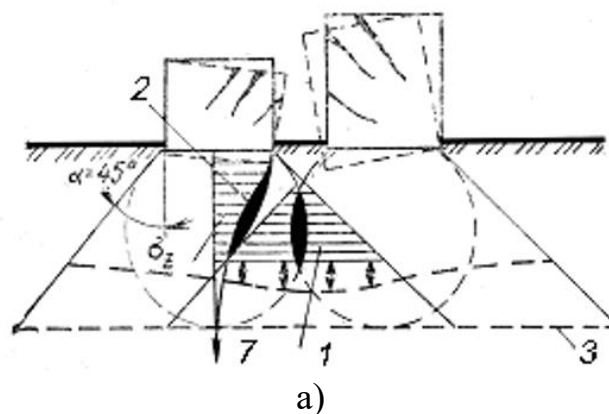


Рисунок 9.7 – Осад поверхні ґрунту: 1 – існуюча будівля; 2 – будівля що зводиться; 3 – зона осаду; 4 – епюра осаду; 5 – сильно стиснутий ґрунт



б)

Рисунок 9.8 – Взаємний вплив близько розташованих будівель залежно від часу навантаження основи: а – одночасно; б – послідовно; 1 – зона впливу напруги; 2 – додаткові вертикальні нормальні напруги; 3 – нижня межа стислої зони

На деформацію будівель і основ впливають час розроблення котловану та влаштування фундаментів, динамічна дія механізмів під час виконання робіт.

До цього належать також допустимі помилки та порушення правил проведення робіт поблизу існуючих споруд:

- відсутність утеплення дна котловану у зимовий період;
- розроблення ґрунту на велику глибину поблизу існуючих фундаментів, яке може призвести до його випирання з-під фундаменту;
- проведення розпушування мерзлого ґрунту або руйнування старих фундаментів важкими ударними механізмами;
- використання під час розроблення котловану і видалення з нього старих фундаментів, а екскаватор створює інтенсивний динамічний вплив.

У складних інженерно-геологічних умовах ефективним є застосування паливних фундаментів під нові споруди. Проте в обмежених умовах забудованої території занурення палів і конструкцій шпунтових елементів створює додаткові осадки і струси будівель, а також випору ґрунту. З огляду на це, під час проектування необхідно враховувати ступінь небезпеки впливу динамічних впливів і вібрації на будівлю. Для цього проводять детальний аналіз інженерно-геолого-екологічних умов території, зважаючи на додаткові дані (характер ґрунтових нашарувань, наявності підземних вод або витік із комунікацій, метод занурення палів – забиванням або вдавленням).

Для зниження рівня коливань доцільно зменшити частоту ударів і висоту падіння молота, збільшити його вагу, а також скоротити час «відпочинку» палів в процесі забивання. Більш прийнятними є способи занурення палів у лідерні свердловини, у тиксотропній сорочці, із допомогою вдавлення та ін.

Під час занурення палів у глинисті ґрунти нерідко відбувається підйом ґрунту і раніше забитих палів. Це найчастіше спостерігається на значній відстані від існуючого будинку при забиванні палів із наближенням до нього. У результаті піднімаються підлоги (виконані по ґрунту) у підвалі або на першому поверсі

(безпідвальних будівель), фундаменти мілкового закладання, а також пальові фундаменти, розвиваються деформації несучих конструкцій верхньої будови.

Несуча здатність раніше забитих паль залежить від їх підйому під час занурення наступних паль. Це пояснюється тим, що паля під час занурення в ґрунт видавлює його в боки, а оскільки опір ґрунту зсуву в боки в низці випадків більше, ніж вгору, то ґрунт видавлюється вгору, тягнучи за собою раніше забиті палі. У палі, піднятій ґрунтом, контакт між нижнім кінцем і ґрунтом порушується. Порожнина під вістрям, заповнюється ґрунтом із порушеною структурою, стисливість якого набагато більше, ніж ґрунту в природному стані.

Величина підйому раніше забитих паль залежить від показника текучості ґрунту, розмірів занурених паль, щільності пального поля, ґрунтових умов, швидкості та способу занурення.

Коливання ґрунту під час забивання паль та осадки поряд розташованих будівель залежать від глибини занурення паль, відстані до точки реєстрації коливань, висоти падіння молота, частоти скидання, а також «відпочинку» паль у процесі їхнього занурення. Зважаючи на це, останніми роками під час зведення фундаментів поблизу існуючих будівель поряд із використанням палових фундаментів поширилися методи «стіна в ґрунті» і «опускного» колодязя. Для утримання стінок котловану від руйнування стали застосовувати ґрунтові анкери.

Як вже зазначалося, проектування фундаментів нової будівлі поблизу існуючого пов'язано з розрахунками основ обох будівельних об'єктів. Якщо результати розрахунків підтверджують умову $s \leq s_u$ та $s_{ad} \leq s_{ad,u}$, тоді між новими та існуючими фундаментами достатньо передбачити осадковий шов. Розглядаючи тип проекрованої будівлі й стан існуючих поряд споруд за гранично допустимими деформаціями, то можна приймати остаточне рішення про виконання найпростіших заходів у вигляді влаштування осадкових швів. Водночас варто враховувати умови розташування нового будинку щодо існуючих. Так, якщо ґрунти на майданчику будівництва раніше не були

завантажені яким-небудь навантаженням, то нова будівля в місці примикання до існуючого буде давати менші осадки, ніж на вільній території. Проте потрібно враховувати час навантаження цих ґрунтів – одночасне або з деяким розривом у часі.

Не варто влаштовувати підсилення на місці будівництва нової будівлі в період планування території, оскільки це може викликати додаткове осідання як існуючих, так і проєктованих споруд.

Якщо тиск на ґрунт проєктованої будівлі не перевищує тисків від існуючих будівель, то його можна розташовувати на відстані $L > H_c$, де H_c – висота існуючої будівлі. За необхідності розташування фундаментів на відстані $L \geq 0,5 H_c$ враховують інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, конструкції фундаментів, спосіб розроблення ґрунту, порядок монтажу будівлі та інших факторів (рис. 9.9).

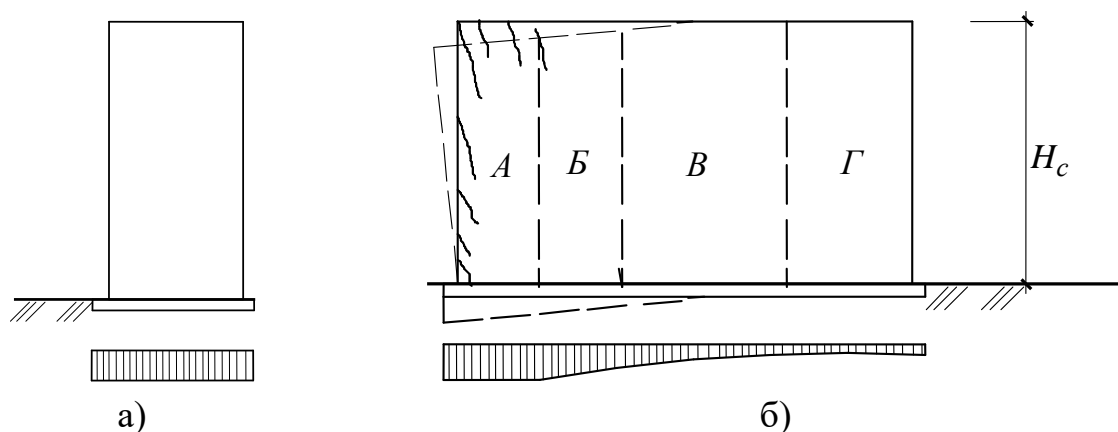


Рисунок 9.9 – Схема силового впливу будівлі: а – будівля, що існує; б – будівля, що будується

Найбільша нерівномірність осадки території, що примикає на відстані до $0,2 H_c$ забудовуваної, виявляється на відстані від будівлі, що зводиться.

Як видно з рисунку 9.9, у найбільш несприятливому становищі знаходиться зона А, на яку споруда, що зводиться, буде істотно впливати. На відстані 2,0–6,0 м для житлових безкаркасних будівель розвиваються найбільш значні пошкодження конструкцій, особливо в поздовжніх стінах. У зоні В

виникають перекося конструкцій з утворенням у стінах похилих тріщин і крену будівлі.

Залежно від очікуваних осад нового і додаткових осад існуючих будівель визначають мінімально припустимий розрив між краями нових та існуючих фундаментів. Якщо за архітектурно-планувальних міркувань виникає необхідність щільного примикання споруди, то варто передбачити влаштування осадочних швів у надземній частині та розриву між новими і старими фундаментами. У разі дотримання певних вимог, що забезпечують нормальну експлуатацію та проведення будівельних робіт, можна допускати щільне примикання до існуючих будівель. Однак небажано примикання складних у плані будинків до існуючих. Краще розташовувати нові стрічкові фундаменти перпендикулярно до лінії примикання.

Якщо нова і стара будівля примикають одна до одної торцями, то додатковий осад основи існуючої будівлі призводить до зміни форми вигину торця, а у разі значного розвитку осаду на торцевій ділянці цієї будівлі може утворитися вигин.

Якщо очікувані додаткові осад існуючих будівель перевершують $S_{ad,u}$, потрібно зменшити додаткову осад, тобто знизити вплив будівлі, що будується на існуючу (табл. 9.10). Для цього необхідно приймати такі заходи:

- між новою і старою будівлями влаштовувати шпунтову стінку;
- передати навантаження від нової будівлі на основу підстиляючих ґрунтів палями різних конструкцій;
- провести підсилення ґрунтової основи методами силікатизації, смолізації та ін.;
- провести посилення конструкцій існуючих будівель із розрахунку очікуваних нерівномірних осад;
- передбачити заходи із вирівнювання (виправлення) ділянок старої будівлі в разі додаткової осади.

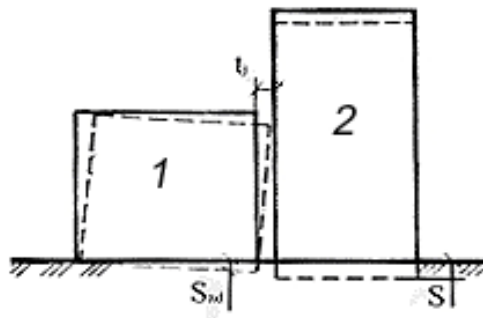


Рисунок 9.10 – Визначення ширини осадового шва між будівлями: 1 – стара будівля; 2 – нова будівля

Для будівель з ушкодженнями другої і третьої категорії та зносом більше 40 % нове будівництво без наведених вище заходів неприпустимо.

Залежно від характеру переміщення раніше побудованого будинку, типу фундаменту і конструкції практикується консольне примикання до існуючих фундаментів нових будівель.

Застосування роз'єднувального шпунту (рис. 9.11) є однією з форм захисту конструкцій існуючих будівель. Роз'єднувальний шпунт у місці примикання будівель є важливим елементом, що підвищує стійкість основи, хоча влаштування коштує дорого та вимагає значної кількості металу.

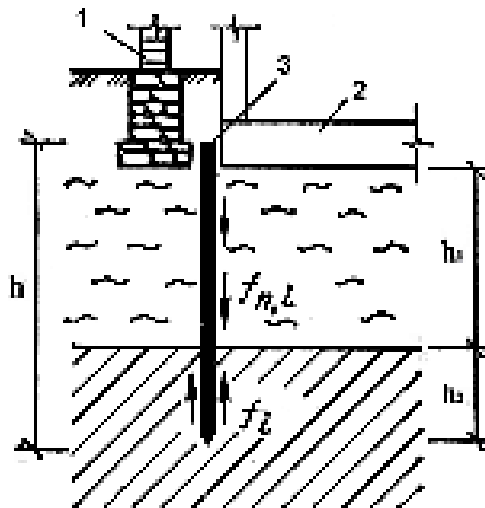


Рисунок 9.11 – Роз'єднувальна шпунтова стінка: 1 – фундамент існуючої будівлі; 2 – фундамент споруджуваної будівлі; 3 – роз'єднувальний шпунт

За допомогою шпунтових огорожень забезпечують:

- стабілізацію рівня підземних вод на вихідних відмітках під час водовідливу з котлованів, запобігання розвитку пливуних явищ і суфозії;
- значне зменшення додаткових осад території навколо проекрованої будівлі.

Роз'єднувальну шпунтову стінку влаштовують уздовж лінії примикання до існуючої будівлі. Вона повинна входити в щільний шар ґрунту на глибину, за якої сили тертя, що утримують шпунт від видавлювання, були б більше сил негативного тертя, що викликають переміщення його у ґрунт основи.

9.5 Основні методи підсилення основ та фундаментів

Якщо перевірочні розрахунки та результати обстежень свідчать про необхідність підсилення фундаментів або ґрунтів основи, тоді розпочинають вибір заходів, які дозволять провести підсилення з мінімальними витратами. Існує кілька прийомів підсилення основ і фундаментів. До них належать: розширення подошви, збільшення глибини її залягання, пересадка фундаменту на палі, повернення фундаменту, зміщеного в бік, у проектне положення; закріплення кладки фундаменту, взяття кладки в обойму, закріплення ґрунтів основи.

Вибираючи спосіб підсилення фундаментів або ґрунтів, потрібно враховувати стан будівлі або споруди в цілому: умови експлуатації, передбачувані особливості роботи фундаменту залежно від збільшення навантажень, призначення функціонування будівлі в комплексі з місцевими умовами (вплив сусідніх будівель і споруд, транспорту, проходження комунікацій тощо). У всіх випадках прийнята технологія підсилення повинна забезпечувати тривалу і надійну експлуатацію будівлі зважаючи на геотехнічний прогноз.

Якщо при обстеженні фундаменту виявлено його незадовільний стан (механічні пошкодження, наявність тріщин, розшарування та розтріскування

тіла) фундамент доцільно зміцнити шляхом ін'єкції цементного розчину або синтетичними смолами. Для цього в тілі фундаменту бурять перфораторами шпури або пробивають отвори для установки ін'єкторів. Відстань між ними вздовж стрічкового фундаменту має бути 50–100 см, глибина занурення ін'єктора у кладку – до половини ширини фундаменту. В отвір вводять ін'єктор, через який під тиском 0,2–0,6 МПа нагнітають рідкий цементний розчин. Розчин заповнює простір навколо ін'єктора діаметром 0,6–1,2 м (рис. 9.12). Зазвичай кількість точок ін'єкції залежить від ступеня руйнування кладки фундаменту.

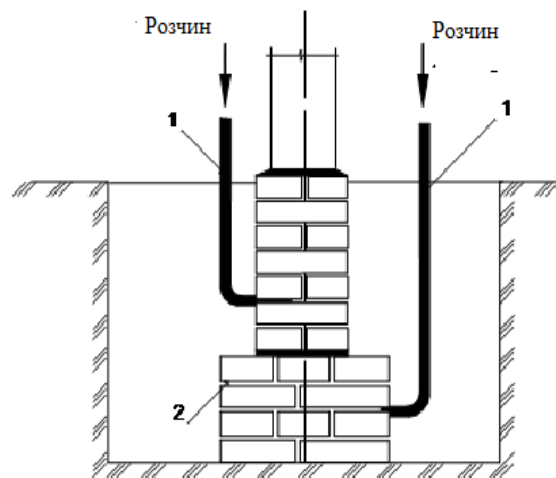


Рисунок 9.12 – Зміцнення кладки старого фундаменту:
1 – ін'єктор; 2 – шви кладки

Роботу із закріплення тіла фундаменту ведуть захватками довжиною 2,0–2,5 м, нагнітання триває до того часу, поки протягом останніх 10–15 хв розчин вже поглинається тілом фундаменту. Консистенція використовуваних розчинів (цемент – вода) повинна відповідати співвідношенню 1:1 при марці цементу 300–400.

Під час реконструкції часто виникає необхідність у більш капітальних роботах щодо зміцнення деформованих або ослаблених фундаментів, коли потрібно провести суцільне бетонування з додатковим армуванням. Бетонування може здійснюватися як з одного, так і з двох боків (рис. 9.13, б), разом із тим можливе розширення фундаменту на 20–30 см із кожного боку.

Щоб нестиснені навантаженням ґрунти основи під розширеною частиною фундаменту включилися в роботу, необхідно підвищити їхню несучу здатність. Це досягається шляхом утрамбування в ґрунт щебеню або гравелистого піску, який укладають шарами товщиною 5–10 см.

Для зв'язку з фундаментом обойму анкерують стрижнями діаметром 20 мм (рис. 9.13, б) через 1,0–1,5 м. Залізобетонну обойму армують сіткою з секціями розміром 15x15 см з нижнього боку та 10x10 см – у верхній частині. Стійки обойми виконують з куточків або швелера. Один кінець стійок закладають у бетонну підлогу підвалу, інший приварюють до анкерів. Анкери кріплять у тіло фундаменту.

При влаштуванні обойм стежать за забезпеченням міцного зчеплення нового бетону зі старим. Для цього очищують поверхню підсилюваного фундаменту від пилу, сажі, масла, хімічних речовин шляхом промивання водою або хімічним складом, механічним обробленням поверхні для забезпечення її жорсткості.

Для підсилення залізобетонних фундаментів потрібно також перевірити стан арматури після розтяг захисного шару бетону, для чого шляхом простукування встановити якість зчеплення арматури з бетоном. Для кращого зчеплення старого бетону з новим його треба очистити на глибину 1,0–1,5 см. Очищену поверхню зволожують, підсушують і бетонують, формуючи бетонну обойму.

Під час реконструкції промислових будівель часто виникає необхідність посилення експлуатованих і пошкоджених тріщинами фундаментів під нове технічне обладнання або для установки машин із динамічними навантаженнями. У цьому разі усунення виявлених дефектів пов'язане зі значними труднощами, пов'язаними із зупинкою виробництва для ремонту фундаментів. Спочатку проводять оброблення тріщин шириною 35–40 мм дисковою пилкою або відбійним молотком на глибину 60–70 мм. Уздовж оброблених тріщин перфоратором пробурюють отвори з кроком 0,5–0,7 м на глибину 100–150 мм, у

які встановлюють ін'єктори з металевих трубок. Трубки з поверхні фундаменту герметизують розчином на цементі марки 400. Після твердіння розчину проводять продувку тріщин гарячим водяним паром для видалення масел і хімічних забруднювачів, після чого сушать. Потім тріщини під тиском 0,6–1,2 МПа заповнюють синтетичними смолами. За недостатньої несучій здатності ґрунтів основи збільшують площу фундаментів. Для цього підсилюваний стрічковий фундамент розбивають на захватки довжиною 1,5–2,0 м. На цих ділянках риють вручну траншеї шириною 1,2–2,0 м до підшови.

Після цього у фундамент забивають металеві штирі, встановлюють опалубку і бетонують розширення (рис. 9.13, в, г). Навколо фундаменту можуть виявитися розпушені або сильно зволожені ділянки ґрунту, тому їх попередньо ущільнюють, утрамбовуючи щебінь або гравій.

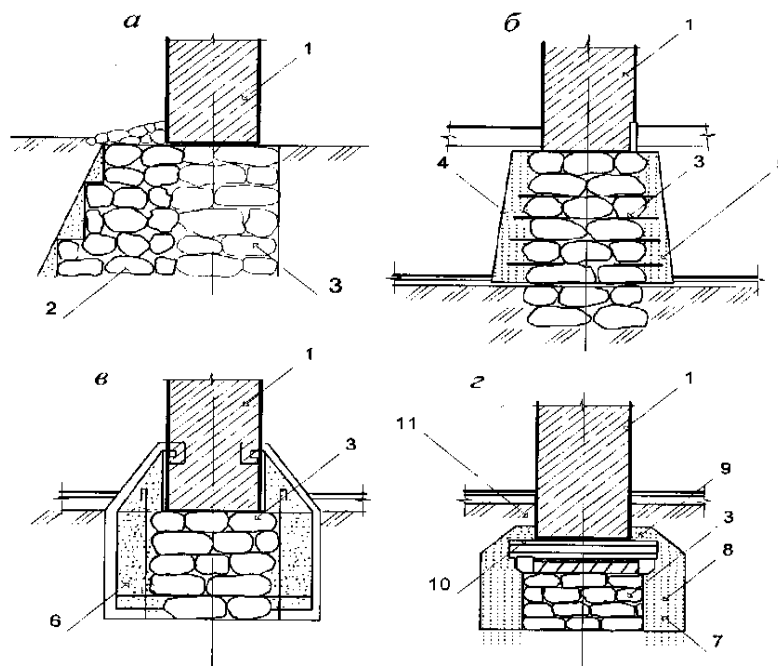


Рисунок 9.13 – Традиційні технології підсилення фундаментів:
 а – додаткова кладка в перев'язку; б, г – бетонними обоймами;
 в – залізобетонними обоймами; 1 – стіна; 2 – нова кладка вперев'язку зі старої;
 3 – стара кладка; 4 – металеві штирі; 5 – бетонна обойма; 6 – залізобетонна
 обойма; 7 – щебенева підготовка; 8 – бетонні банкетети; 9 – робоча балка;
 10 – розподільна балка; 11 – зачеканка литим бетоном

Метод попереднього ущільнення ґрунтів, полягає у встановленні з двох боків існуючого фундаменту додаткових збірних залізобетонних блоків уширення, нижню частину яких стягують анкерами з арматурної сталі, пропущеними крізь блоки та існуючі фундаменти. Верхню частину блоків розтискають забивними клинами або домкратами. У результаті блоки повертаються навколо нижньої закріпленої анкерами точки і своєї підшовою обжимають неуцільнений ґрунт нової основи (рис. 9.14).

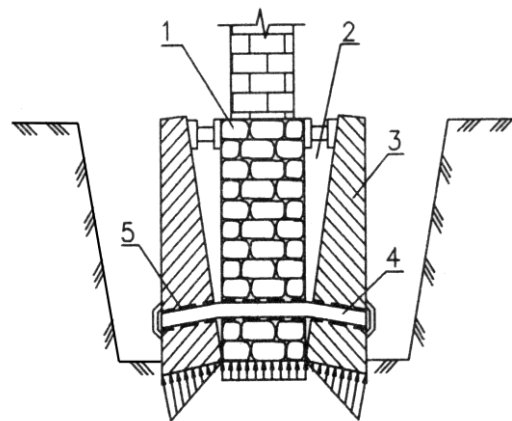


Рисунок 9.14 – Підсилення фундаментів додатковими блоками, обжимаються ґрунти основи за їхнього повороту: 1 – існуючий фундамент; 2 – щілина, що утворюється під час повороту блоків; 3 – залізобетонний блок; 4 – анкерне кріплення; 5 – отвори для анкерів

За недостатньої несучої здатності ґрунтів основи збільшують площу фундаментів шляхом додаткового розширення їхніх розмірів бетонними обоймами. Для цього необхідно поєднати існуючий фундамент з додатковими елементами – обоймами, банкетками.

Підшову окремо розташованих фундаментів опор доцільно розширювати одночасно з улаштуванням обойми навколо колони. Цю обойму виконують з металу.

У світовій і вітчизняній практиці широко застосовуються технології підсилення основ і фундаментів, в основу яких покладена висока ступінь механізації робіт. У кожному конкретному випадку можуть бути підібрані

технологічні прийоми залежно від ґрунтових умов, конструктивних особливостей будівлі, розташування підземних комунікацій, прокладки метро, а також гідрогеологічних умов майданчика.

Один із таких технологічних прийомів полягає у підведенні на рівні підвалу залізобетонної плити (рис. 9.15, а), закріпленої в тілі фундаменту. Щоб плита включилася в роботу, під неї ін'єктують цементний розчин для обпресування верхніх шарів ґрунту або з'єднують з палями, зануреними в ґрунт (рис. 9.15, б).

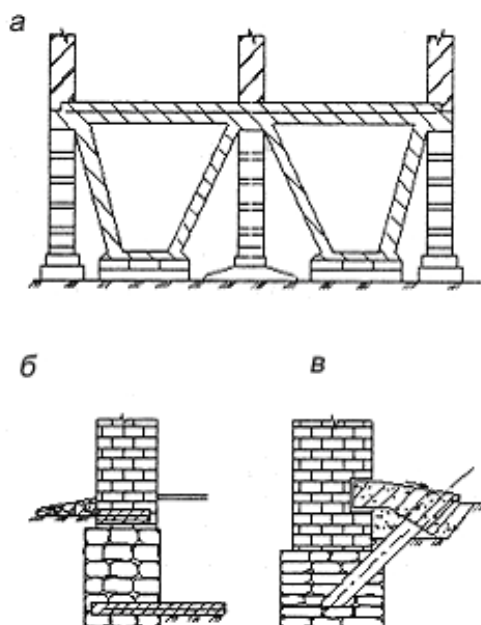


Рисунок 9.15 – Удосконалені методи підсилення фундаментів на основі традиційних: а – конструкція з збірних або монолітних рам у підвалі; б, в – виносні консолі і плити

Підводка під будівлю фундаментної плити знімає тиск на ґрунти і є одним із ефективних способів збільшення площі фундаментів. У низці випадків опорну площу фундаментів можна збільшити завдяки збірним плитам, що влаштовуються в підвалі будівлі (рис. 9.16, а). Водночас навантаження на плити передаються через рамні конструкції, що впираються в перекриття. Недоліком цього способу є проведення робіт у затиснених умовах і обмеженне застосування спеціального обладнання під час монтажу.

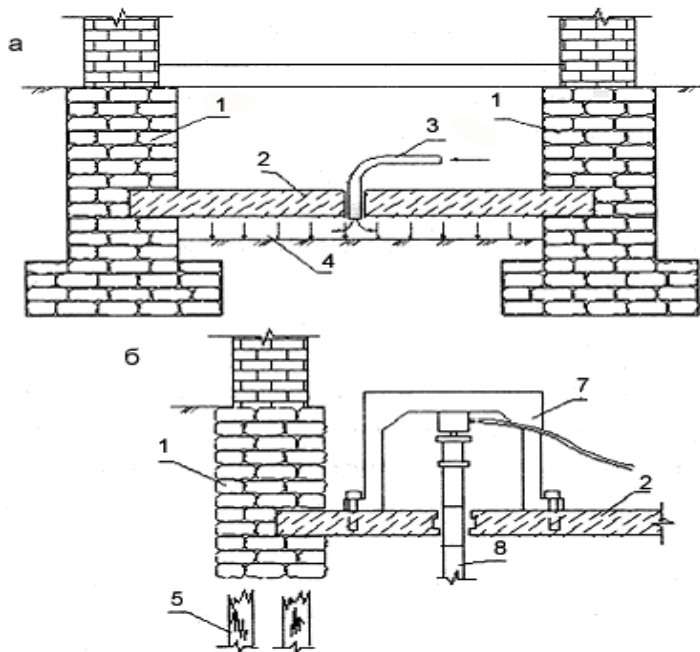


Рисунок 9.16 – Збільшення опорної площі за допомогою монолітної залізобетонної плити: а – з обпресуванням ґрунту; б – з підведенням багатосекційних палів вдавлювання; 1 – існуючий фундамент; 2 – залізобетонна плита; 3 – труба для ін’єкції розширювального цементного розчину; 4 – цементний розчин між плитою та ґрунтом; 5 – згнилі дерев’яні палі; 6 – домкрат; 7 – опорне коромисло; 8 – вдавлювані палі

В окремих випадках можуть бути використана конструкція у вигляді виносних консолей і залізобетонних плит (рис. 9.16, б), а також влаштування короткої палі-шпори і залізобетонної плити.

Щоб виключити небажані для існуючих будівель динамічні впливи, застосовують занурення елементів палі вдавлюванням (рис. 9.17, а, б). Вони можуть бути круглого або квадратного перерізу з масою елемента до 100 кг, довжиною до 100 см. В обмежених умовах їх можна легко переміщати перекочуванням. Нижній, перший елемент із загостреним наконечником занурюють домкратом. Як упор використовується розподільна залізобетонна балка.

Нарощування збірних стикованих елементів здійснюють до тих пір, поки вістря не досягне щільних ґрунтів, що забезпечує необхідну несучу здатність системи в цілому. Після занурення палі до проектної позначки під

навантаженням, що перевищує розрахункову у 1,5–1,8 рази, її заклинюють спеціальними стійками.

У практиці посилення широко застосовують вертикальні й похилі буроін'єкційні палі (рис. 9.17, в). За кордоном вони відомі як коренеподібні, оскільки по довжині мають нерівну поверхню. Технологія робіт з ними полягає у такому. Бурять свердловину діаметром 80–250 мм. Вертикальні або похилі свердловини виконують верстатами обертального буріння безпосередньо через стіни і фундаменти підсилюючих споруд прямо з тротуару. Є великий вибір малогабаритних бурових верстатів, які можуть бути використані для цих цілей.

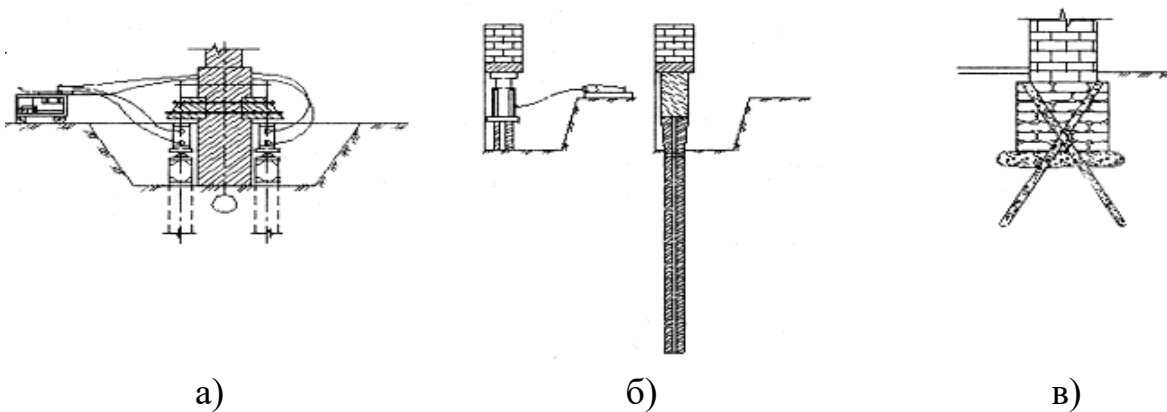


Рисунок 9.17 – Підсилення фундаментів із застосуванням палей:
а – багатосекційні палі з двосторонню балкою-упором; б – вдавлювання палей під стіну або підшову фундаменту; в – буроін'єкційні палі з контактним шаром

Після буріння до проектної глибини буровий механізм виймають, пустоту заповнюють глиняним розчином, секціями опускають арматурний каркас. Потім у свердловину опускають ін'єкційну трубу діаметром 25–30 мм секціями довжиною 100–250 см, з'єднаних муфтами, і під тиском закачують цементно-піщаний розчин. Глинистий розчин із свердловини витісняється, свердловина з цементно-піщаним розчином опресовується стисненим повітрям.

Вищенаведений метод підсилення основ і фундаментів дозволяє, використовуючи малогабаритне обладнання, вести роботи в приміщеннях, не

ускладнюючи їхнє функціонування за мінімальних трудозатрат, із низькою витратою матеріалів. Разом із тим цей метод має і недоліки. До них належать:

- недостатньо вивчена робота паль у слабких ґрунтах;
- низька несуча здатність цих паль через невеликі габарити – діаметру і довжини;
- невизначеність форми і перерізів по довжині палі.

Перспективним є метод струменевої технології (рис. 9.18). Спочатку бурять свердловину 1, у яку занурюють ін'єктор 2 зі спеціальною насадкою з отворами (сопло), подають під великим тиском (100 МПа) ін'єкційний розчин, ін'єктор поступово піднімають з одночасним його обертанням, у результаті чого формується паля заданого діаметру або стінка з паль. Усі елементи обладнання монтуються на самохідній установці з підвідними трубопроводами та локально розташованими: компресором, насосом, розчинонасосом, ємностями цементу і піску.

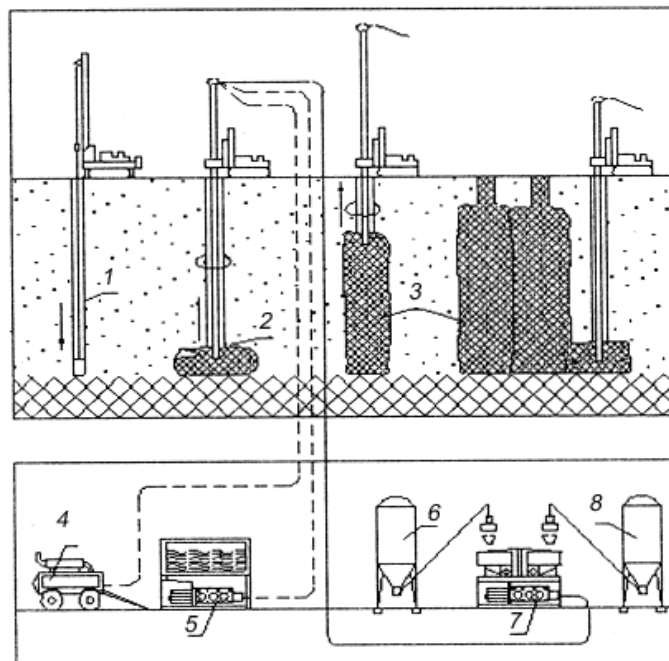


Рисунок 9.18 – Схема обладнання стінки із паль з використанням струмінної технології (jet grouting): 1 – свердловина до щільних ґрунтів; 2 – ін'єктор; 3 – формована паля; 4 – компресор; 5 – насос для подачі води; 6 – ємності цементу і піску; 7 – розчинонасос

Перевага струминної технології є очевидною порівняно з іншими методами, оскільки вона дозволяє проводити роботи в будь-яких несприятливих ґрунтових та обмежених умовах, екологічно чистими компонентами.

Варто зазначити, що останні три методи використовуються під час робіт, пов'язаних із посиленням і реконструкцією будівель і споруд в умовах нового будівництва, особливо в забудованій частині міста.

Аналіз методів підсилення та реконструкції будівель і споруд був би неповним без щілинних фундаментів, які можна використовувати під час реконструкції діючих підприємств в обмежених умовах, особливо у випадках, коли динамічні впливу небажаної поблизу існуючих будівель, споруд і комунікацій.

ТЕМА 10 БУДІВНИЦТВО НА СТРУКТУРНО-НЕСТІЙКИХ ҐРУНТАХ

10. 1 Фундаменти на просідаючих ґрунтах

Окремі види ґрунтів під час зволоженні здатні ущільнюватися і втрачати стійкість. Деформації, які виникають, називаються просіданнями. До просідаючих ґрунтів належать леси і лесовидні пілувато-глинисті ґрунти. Особливістю цих ґрунтів є наявність у них великих, видимих неозброєним оком пір, великий вміст пілуватих частинок, наявність розчинних солей (карбонатів, сульфатів і хлоридів).

Макропористі лесовидні ґрунти широко поширені. Частина їх має дуже високу пористість – до 50 і більше відсотків, тому в природному стані у разі замочування вони можуть давати значні просідаючі деформації.

Просідаючі деформації відбуваються від замочування ґрунтів зверху дощовими і талими водами, а також унаслідок пошкодження у водопровідних мережах. Причиною замочування знизу є підйом рівня підземних вод.

Просідаючі деформації вологості при сумарних напругах від дії власної ваги ґрунту і розподілених навантажень визначають за формулою:

$$S_{sl} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sl,i} h_i k_{sl,i}.$$

де $\varepsilon_{sl,i}$ – відносне просідання i -го шару ґрунту, визначається за формулою;

h_i – товщина i -го шару ґрунту;

$k_{sl,i}$ – коефіцієнт, коригуючий розрахунок;

h_i – кількість шарів, на які розділена зона просідання h_{sl} .

Товщина шарів не повинна перевищувати 2 см, а зміна сумарного напруження в шарі не повинна перевищувати 200 кПа.

Заходи, спрямовані на усунення просадних властивостей основи, зводяться, насамперед, до ущільнення ґрунтів важким трамбуванням, до влаштування непросідаючих ґрунтових подушок, виконаних із використанням ущільнювальних механізмів. Добре зарекомендували себе способи усунення просідання у разі влаштування фундаментів без виймання ґрунту. Для цього порожнина в ґрунті влаштовується за формою фундаменту спеціальним трамбуванням з одночасним ущільненням основи.

Якщо просідаюча товща виконана щільним ґрунтом, тоді за відповідного обґрунтування може бути прийнятий варіант прорізання просідаючих шарів палями.

При значних площах з просідаючими ґрунтами, що відводяться під забудову, застосовують попереднє замочування ґрунту в котлованах. Будівництво в таких котлованах починають через певний (розрахунковий) час, протягом якого замочені ґрунти втрачають просадні властивості.

Лесовидні ґрунти, які використовуються в будівельній практиці, часто поширюються на порівняно велику глибину (до 15–20 м). В цьому випадку для виключення осідань у ґрунтового масиві застосовують глибинне ущільнення

просідаючих ґрунтів, що досягається за допомогою ґрунтових палей. Їхнє використання не потребує застосування будівельних матеріалів, оскільки під час їх улаштування використовується тільки місцевий ґрунт. Технологія їхнього виготовлення проста і не вимагає застосування складного обладнання. Завдяки цьому зведення фундаментів будівель і споруд за допомогою ґрунтових палей може давати помітний економічний ефект.

Глибинне ущільнення лесових макропористих ґрунтів за допомогою ґрунтових палей дозволяє усунути просадні явища в межах глибини всієї зони, яка деформується при зволоженні основи.

Ґрунтові палі доцільно застосовувати за товщини просідаючого шару від 8 до 20 м і вологості ґрунту, близькою до оптимальної.

Виготовлення ґрунтової палі починають з буріння свердловини діаметром 400–500 мм на всю глибину просідаючої товщі (II тип просідання). У разі ґрунтових умов за просіданням I типу палі виготовляють у межах всієї глибини деформованої зони $h_{sl,p}$ або в межах глибини просідаючої товщі H_{sl} , якщо $h_{sl,p} > H_{sl}$.

Палі розміщують на майданчику в шаховому порядку на вершинах рівносторонніх трикутників. Свердловину влаштовують за допомогою вдавлювання, забивання або віброзанурення порожньої сталевий труби на проектну відмітку. Нижній кінець труби забезпечують конусним наконечником, який втрачається після виготовлення свердловини, або башмаком з розкриваючими шарнірними стільцями і стопорним кільцем (рис.10.1).

Після занурення на необхідну глибину трубу заповнюють порціями ґрунту, кожен з яких ущільнюють за поступового вилучення інвентарної труби з свердловини.

Виготовлення свердловини в стійких ґрунтах можна виконувати шляхом занурення інвентарної палі з закритим нижнім кінцем. Ґрунт в цьому разі подають у свердловину після повного вилучення інвентарної палі.

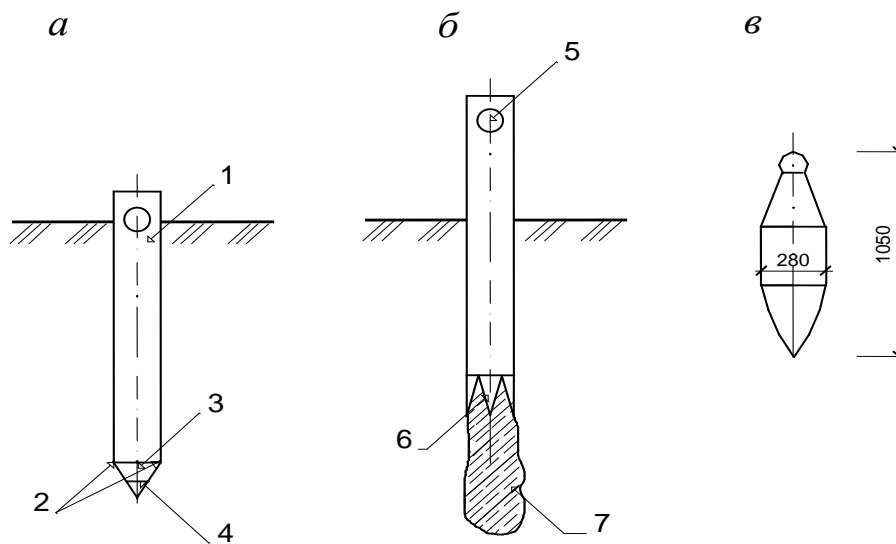


Рисунок 10.1 – Обладнання для виготовлення ґрунтових палей:
 а – інвентарна труба в ґрунті; б – формування ґрунтової палі;
 в – трамбування; 1 – стовбур інвентарної труби; 2 – шарніри; 3 – стільці у закритому положенні; 4 – стопорне кільце; 5 – отвір; 6 – стільці у відкритому положенні; 7 – ґрунтова палля

Для ущільнення макропористих пілувато-глинистих ґрунтів свердловину заповнюють переважно суглинками або супісями, які ущільнюють трамбуванням.

Вологість ґрунту в свердловині під час ущільнення має бути оптимальною. Для пілувато-глинистих ґрунтів вона приблизно дорівнює вологості на межі розкочування.

При заповненні свердловини пілувато-глинистими ґрунтами їх середня питома вага в свердловині в сухому стані має бути не менше $17,5 \text{ кН/м}^3$. Середня питома вага сухого ґрунту в ущільненому масиві має бути на майданчиках із ґрунтовими умовами I типу просідання дорівнює $16,5 \text{ кН/м}^3$; II типу – у межах верхнього шару на глибину до $H_s/2 - 16,5 \text{ кН/м}^3$, а нижче – 17 кН/м^3 (де H_s – довжина ґрунтової палі).

По краях майданчика, ущільнюваного ґрунтовими паллями, буде формуватися зона з перехідними значеннями щільності ґрунту. Отже, необхідно

збільшити розміри майданчика порівняно з розмірами фундаменту на величину, рівну за ґрунтових умов за просіданням:

I типу – $0,2 b$, але не менше $0,8$ м, а для споруд, які будуть стояти окремо з високим розміщенням центру ваги, не менше $0,3 b$ (b – ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту);

II типу – $0,2$ величини просідаючої товщі.

Під палями ущільнений ґрунт поширюється на глибину $2,5 d$ (d – діаметр свердловини).

Під час виконання робіт з улаштування ґрунтових паль може відбуватися розущільнення ґрунту на рівні дна котловану, тому рекомендується ущільнення ґрунту починати з позначки, що перевищує позначку підшови фундаменту на величину буферного шару, товщина якого:

$$h_b = K_b d,$$

де d – діаметр свердловини;

K_b – коефіцієнт пропорційності, який дорівнює для пісків – 3 , супісків – 4 , суглинків – 5 і глин – 6 .

Після виготовлення ґрунтових паль буферний шар частково зрізають, а залишок (не більше $1,5$ м) ущільнюють трамбуванням. Гарні результати дає щебенева підготовка товщиною $0,1$ м поверх ущільненого палями ґрунту.

Розрахунки ґрунтових паль проводять із метою визначення граничних відстаней між палями, їх загальної кількості, а також маси ґрунту, необхідного для виготовлення паль.

Відстань між центрами свердловин ґрунтових паль у ряду знаходять за формулою:

$$l = 0,95d \sqrt{\frac{\rho_{ds}}{(\rho_{ds} - \rho_d)'}}$$

де ρ_{ds} – середня щільність сухого ґрунту ущільненого масиву;

ρ_d – щільність сухого ґрунту у природному стані.

З огляду на розміщення палей у вершинах рівносторонніх трикутників в шаховому порядку, разом з основою l стає відомим відстань між рядами палей l' . Для прямокутних майданчиків ущільнення цих даних достатньо, щоб визначити загальну кількість ґрунтових палей. Для майданчиків ущільненням іншої конфігурації зручніше знаходити загальну кількість палей у такому порядку:

– коефіцієнт пористості ґрунту до ущільнення:

$$e_0 = \frac{\rho_s - \rho_d}{\rho_d},$$

де ρ_s – щільність частинок ґрунту;

– коефіцієнт пористості після ущільнення ґрунтового масиву:

$$e_0 = \frac{\rho_s - \rho_{ds}}{\rho_{ds}},$$

– площа поперечного перерізу ґрунтових палей на 1 м^2 ущільненої основи:

– загальна кількість ґрунтових палей:

$$n = \frac{A \cdot A_c}{A_c}$$

де A – площа ущільненої основи;

A_c – площа перерізу свердловини з ґрунтовою палею.

Далі знаходять відстань l , а також залежне від нього l' і виконують розміщення свердловин на плані майданчику.

Необхідну масу ґрунту для заповнення однієї свердловини визначають за формулою:

$$m = K_d A_c \rho_{ds} H_s (1 + w_s),$$

де K_d – коефіцієнт, що враховує збільшення діаметра ґрунтової палі при заповненні свердловини: супіссями $K_d = 1,4$; суглинками і глинами $K_d = 1,1$;

A_c – площа перерізу палі;

w_s – вологість ґрунту, яким заповнюють свердловину;

H_s – довжина ґрунтової палі з урахуванням товщини буферного шару, глибини закладання фундаменту і товщини ущільненого шару ґрунту під палями.

Загальна маса ґрунту для ущільнення всього майданчика $M = m \cdot n$.

10.2 Фундаменти на слабких ґрунтах

До слабких ґрунтів, використовуваних у будівництві, належать мули та водонасичені біогенні (заторфовані) ґрунти підвищеної стискуваності з низькими значеннями характеристик. У природних умовах слабкі ґрунти можуть розташовуватися повністю в межах стисливої товщі або чергуватися шарами з достатньо міцними ґрунтами.

Спирання фундаментів безпосередньо на поверхню слабких ґрунтів, як правило, не допускається. Якщо слабкі ґрунти частково входять до основи, тоді середній тиск під подошвою фундаменту від зовнішнього навантаження не повинен перевищувати розрахункового опору ґрунту, що визначається аналітичним методом.

Під час вибору табличного коефіцієнта умови роботи ґрунтової основи γ_{c1} враховують значення показника відносного вмісту органічної речовини $I_{от}$, вираженої в частках одиниці. У розрахунках за деформаціями основи, складеної слабкими ґрунтами, межу стисливої товщі беруть на глибині, де додаткова напруга $\sigma_{zp} = 3$ кПа. Зведенню будинків на слабких ґрунтах передують заходи, що проводяться на будівельному майданчику з метою зменшення осадку основи під навантаженням. До них належать влаштування піщаних і гравійно-піщаних подушок.

Радикальними способами усунення надмірної осадки основи є заміна біогенних ґрунтів ґрунтами з мінеральним скелетом, а також прорізання слабких ґрунтів заглибленими фундаментами або палями.

До конструктивних заходів належать підвищення жорсткості будівель, влаштування осадних швів, що розділяють будівлю на окремі блоки, і т. п.

Піщані подушки дозволяють у декілька разів знизити тиск, що передається на слабкий ґрунт в результаті розсіювання напружень по глибині відсипаного піщаного шару. Зниження тиску дає можливість уникнути надмірної осадки

слабких ґрунтів, водночас деформація ущільнення піску в піщаній подушці має незначну величину.

Під час формування піщаної подушки не допускається рихле складення відсипаного піску, тому відсипання виконують шарами товщиною не більше 0,3 м з пошаровим ущільненням до щільності піску в сухому стані $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$. Необхідне ущільнення досягається за оптимальної вологості піску, яку визначають лабораторним шляхом у конкретних умовах виготовлення подушки.

Товщину піщаної подушки встановлюють, виходячи з умови $\sigma_{zp} \leq R$. Додатковий тиск σ_{zp} приймають з урахуванням ефекту розподілу на рівні підшви подушки, а розрахунковий опір R визначають для ґрунту слабого шару, виходячи із значень фізико-механічних характеристик.

Ширину подушки призначають з урахуванням кута розподілу тиску α , який залежно від крупності застосовуваного піску складає $30\text{--}40^\circ \text{ С}$.

Піщана подушка найчастіше має прямокутний переріз. У цьому випадку її ширина b_s визначається рівнянням:

$$b_s = b + 2h \cdot \text{tg}\alpha,$$

де b – ширина підшви фундаменту; h – товщина подушки (рис. 10.2).

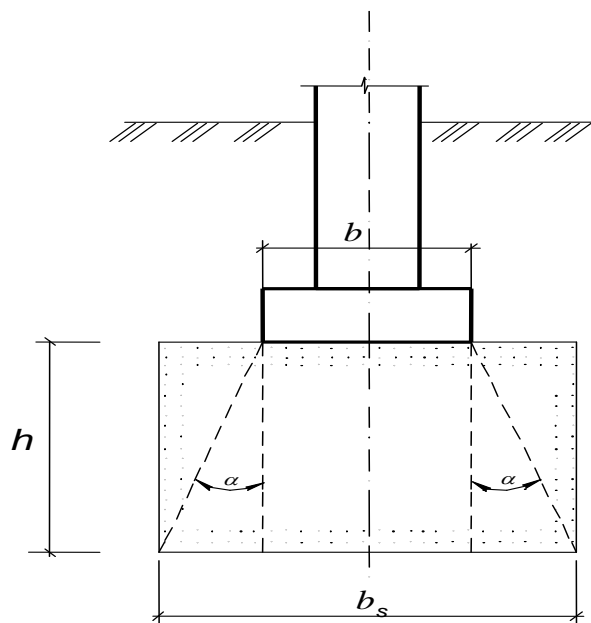


Рисунок 10.2 – Схема визначення розмірів піщаної подушки

Під час перевірки осадки основи, складеної слабкими ґрунтами, може виявитися, що її значення не перевищує граничну величину завдяки додатковим горизонтальним деформаціям ґрунту у слабкому шарі. У цьому випадку фундамент захищають шпунтом із залізобетонних шпунтових паль, заведених кінцями в міцний ґрунт, або переходять до влаштування фундаментів на палях і глибоких опорах.

10.3 Фундаменти на набухаючих ґрунтах

Особливістю набухаючих ґрунтів є їх здатність розущільнюватися, тобто збільшуватися в об'ємі під час зволоження. Подальше зниження вологості в таких ґрунтах призводить до усадок.

Деформації ґрунту основи в результаті набухання та осідання можуть бути причиною пошкоджень будівельних об'єктів.

До категорії набухаючих ґрунтів належать переважно глини, особливо з високими значеннями числа пластичності. Крім того, здатністю набухати мають деякі види шлаків, а також пилувато-глинисті ґрунти у разі замочування кислотами, які потрапляють у ґрунт у вигляді відходів хімічних виробництв.

Набухаючі ґрунти характеризуються відносним набуханням при заданому тиску ϵ_{sw} , тиском набрякання P_{sw} , вологістю набухання w_{sw} і відносним осіданням ϵ_{sh} .

Тиском набухання називається мінімальний тиск, який передається на ґрунт, за якого деформації набухання припиняються. Зі збільшенням вологості поступово знижується величина розущільнення ґрунту, а за певної вологості, що дорівнює вологості набухання, деформації набухання відсутні.

Ґрунт вважається набухаючим, якщо за його величина вільного набухання $\epsilon_{sw} \geq 0,04$.

У разі інфільтрації води в ґрунт відносне набухання ґрунту ϵ_{sw} визначають за формулою:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}$$

де h_n – висота зразка в природньому стані, стисненого без можливості бокового розширення тиском, що дорівнює сумарній вертикальній напрузі на заданій глибині;

h_{sat} – висота зразка після повного водонасичення за того саме тиску.

Загальну деформацію (підйом) основи під час набряканні ґрунтів знаходять за формулою:

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i},$$

де $\varepsilon_{sw,i}$ – відносне набрякання i -го шару ґрунту, що визначається за формулою;

n – число шарів, на які розбита зона набухання;

h_i – товщина i -го шару;

$k_{sw,i}$ – коефіцієнт, що визначається залежно від величини сумарної вертикальної напруги $\sigma_{z,tot}$ на певній глибині: $k_{sw} = 0,8$, якщо $\sigma_{z,tot} = 0,5$ МПа; $k_{sw} = 0,6$, якщо $\sigma_{z,tot} = 0,3$ МПа. Проміжні значення коефіцієнта k_{sw} приймають за допомогою інтерполяції.

Відносну лінійну осадку ґрунту знаходять за формулою:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}$$

де h_n – висота ґрунтового зразка з максимально можливою вологістю при обтисненні його заданим вертикальним тиском без можливості бокового розширення;

h_d – висота зразка в тих саме умовах після висихання.

Для усунення негативного впливу набухаючих ґрунтів на споруди здійснюють такі профілактичні заходи:

- проектування водозахисних пристроїв;
- попереднє замочування основи;

- влаштування піщаних подушок;
- заміна набухаючих ґрунтів на ненабухаючі.

Крім того, використовують конструктивні заходи, до яких належать підвищення міцності і жорсткості будівлі, влаштування осадочних швів, прорізання набухаючих шарів палями з анкеруванням їх у ненабухаючі ґрунти.

Водозахисними заходами є планування території для забезпечення надійного відведення дощових і талих вод за межі ділянки, організований відвід води з покрівлі будівель, влаштування на входах та виходах водонесучих трубопроводів залізобетонних лотків, сполучених із контрольними колодзями, тощо.

Попереднє замочування призводить до підйому ґрунту перед початком будівництва до рівня, вище якого деформації набухання виключаються.

Для влаштування компенсувальних піщаних подушок у набухаючих ґрунтах використовують піски будь-якої крупності, за винятком пилюватих. Ущільнення піску в подушках доводять до щільності в сухому стані $\rho_d = 1,6 \text{ /м}^3$.

Заміну набухаючого ґрунту здійснюють будь-яким ненабухаючим ґрунтом із пошаровим ущільненням під час укладання в котлован. Укладання супроводжують контролем щільності ґрунту. Мінімальне значення щільності скелету становить: $\rho_d = 1,65 \text{ т/м}^3$.

Зазначені профілактичні заходи можуть не проводитися, якщо виявиться, що на будь-якій глибині під подошвою фундаменту наявна умова:

$$\sigma_{z,\text{tot}} = \sigma_{zp} + \sigma_{zg} + \sigma_{z,\text{ad}} \geq P_{\text{sw}},$$

де $\sigma_{z,\text{tot}}$ – загальне вертикальне напруження на глибині z нижче подошви фундаменту;

σ_{zp} – додаткове напруження від ваги споруди з урахуванням його розсіювання з глибиною;

σ_{zg} – природний тиск залежно від заданої глибини;

$\sigma_{z,\text{ad}}$ – додатковий тиск від ваги ґрунту за межами зони зволоження.

За значних розмірів зони зволоження тиск $\sigma_{z,ad}$ не враховують. Значення σ_{zp} на рівні подошви фундаменту має бути співставлене з розрахунковим опором ґрунту основи ($\sigma_{zp} \leq R$).

Якщо $\sigma_{z,tot}$ у верхній зоні набухання шару виявиться менше P_{sw} , то нижня межа набухання H_{sw} буде перебувати на глибині, де $\sigma_{z,tot} = P_{sw}$.

Як радикальний метод усунення негативного впливу на споруди деформацій від набухання та осідання ґрунту може розглядатися прорізання цього шару палями, заанкерованими у підстиляючому шарі ненабухаючого ґрунту. Як анкери використовують розбурення (уширення) у нижній частині буронабивних паль, камуфлетні уширення, булавоподібні палі заводського виготовлення.

Пальові фундаменти будівель і споруд розраховують таким чином, щоб повністю виключити їхнє переміщення під час сезонних набухань і усадок ґрунтів.

Для усунення властивостей набухання способом попереднього замочування риють котлован (або траншею на глибину 0,1–0,3 м вище проектної позначки закладання подошви фундаменту. У котловані в шаховому порядку на відстані 2–4 м пробурюють свердловини діаметром 100–250 мм (глибина на 0,5 м менше, ніж необхідна за проектом товщина шару, що піддається замочуванню). Свердловини заповнюють на всю висоту гравієм, щебенем або піщано-гравійною сумішшю. У межах котловану по двох взаємно перпендикулярним напрямкам влаштовують поверхневі марки через 3–5 м одна від одної. До початку замочування визначають вологість ґрунту по глибині через 0,5–0,7 м не менше ніж по шість зразків з кожної глибини.

У процесі замочування через 7–10 днів проводять нівелювання марок. Замочування припиняють, коли величина підйому поверхні складе 0,8 розрахункової.

Інтенсивна інженерно-господарська діяльність людини призводить до значних змін природного середовища. Будівельникам доводиться освоювати не

тільки нові території, але і використовувати ділянки, розташовані в забудованій частині міста, переважно несприятливі та небезпечні в інженерно-геологічному відношенні. До них належать майданчики, складені просідаючими ґрунтами, підтоплювані ґрунтовими і хімічно агресивними водами, території з зсувними ґрунтами, підроблювані гірничими виробками, складені з відходів хімічних, промислових, збагачувальних, харчових і господарсько-побутових відходів. Отже, освоєння таких територій під нове будівництво або роботи, пов'язані з підсиленням або реконструкцією будівель та споруд, вимагають ретельного проведення інженерно-геологічних досліджень, вибору найбільш правильного рішення за мінімальних витрат.

10.4 Фундаменти на підроблюваних територіях

Території, у надрах яких розробляються шахтним способом корисні копалини, належать до підроблюваних територій. Ведення гірничих виробок під землею призводить до осідання земної поверхні, яке здебільшого супроводжується горизонтальними деформаціями ґрунту. В ускладнених умовах на підроблюваних територіях спостерігаються, крім того, провали, різка зміна гідрогеологічних умов, зниження значень механічних характеристик ґрунтів, що використовують як основи будинків і споруд.

Конструктивними заходами, спрямованими на зниження несприятливих впливів деформацій земної поверхні на будівлі і споруди є розрізання будівель на відсіки, зведення фундаментів жорсткої конструкції, прийняття додаткових конструктивних рішень, влаштування поясів у фундаментах та стінах і т. п.

Горизонтальному тиску у ґрунті, що виникає під час осідання земної поверхні, надійно протистоять залізобетонні стрічкові перехресні фундаменти і фундаментні плити.

Заходом, що дозволяє відновити експлуатаційну придатність будівель, які отримали значні нерівномірні осадки і крени на підроблюваних територіях, є вирівнювання будівель за допомогою гідравлічних домкратів і клинів. Для цього

в конструкціях фундаментів влаштовують опорні залізобетонні пояси з нішами для встановлення домкратів.

Важливу роль при експлуатації будівель і споруд, споруджених на підроблюваних територіях, відіграє служба спостереження за станом конструкцій.

Систематичні інструментальні вимірювання деформацій конструкцій дозволяють своєчасно проводити необхідні заходи щодо їхньої локалізації.

Під час проектування будинків і споруд на підроблюваних територіях враховується можливість зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів у процесі осідання поверхні майданчиків забудови. Розрахунковий опір ґрунту основи визначають звичайним шляхом відповідно до вказівок будівельних норм. Крім того, для будинків із жорсткою конструктивною схемою підвищують значення коефіцієнтів умов роботи γ_{c2} , а під час визначення крайових тисків під подошвою фундаментів допускається умова $\sigma_{\max} \leq 1,4R$, де σ_{\max} – максимальний крайовий тиск. Ці зміни забезпечують зменшення ширини подошви фундаментів, що в деяких випадках для будівель із жорсткою конструктивною схемою, зі свого боку, сприяє зменшенню зусиль у коробці будівлі шляхом підвищеного врізання фундаментів у ґрунт основи.

Значення модуля деформації ґрунту в горизонтальному напрямку для розрахунків горизонтальних деформацій основи приймають таким, що дорівнює 0,5 для пилувато-глинистих ґрунтів та 0,65 – для піщаних ґрунтів від значення модуля деформації ґрунту, який визначається у вертикальному напрямку.

10.5 Фундаменти у суфозійний районах

Суфозія – це процес, за якого відбувається осідання поверхні землі в результаті вимивання, вилужнювання та винесення розчинних часток ґрунту підземними водами з нижчележачих порід.

У наш час під суфозією розуміють явища утворення воронок, осідання не тільки як результат вилужнювання, але і як механічне винесення підземними

водами з породи дрібних часток. Розчинення відіграє підпорядковану роль: воно звільняє зерна породи та розпушує її, завдяки чому збільшуються фільтрація та її швидкість. Найчастіше ці явища спостерігаються у дрібних пісках, які містять карбонатні зерна (уламки раковин), або в тих випадках, коли карбонати цементують нерозчинні зерна піску або слабого пористого піщаника. Для того щоб було можливим вилуговування зерен цементу, пісок або піщаник має бути пористим або тріщинуватим, що сприяє циркуляції води. Деякі піски, що навіть не містять розчинних складових, розпушуються, що потоком фільтрується через них у результаті виносу дрібних зерен. Цей процес називають механічною суфозією. Механічна суфозія може виникнути тільки за відомих співвідношень механічного складу і структури піску і за значних градієнтів падіння напору в фільтраційному потоці. Такі градієнти в природних умовах бувають рідко, але все ж можуть виникнути, наприклад, у зоні, де водоносний горизонт був підпертий паводком у річці і спад паводкового рівня відбувся дуже швидко. Суфозійні явища в природних умовах нерідко є причиною виникнення зсувів. Суфозія може бути причиною сповзання порід після швидкого спаду паводку, підпираючий водоносний горизонт в основі глинистої товщі, складовою берегових схилів.

На крутих схилах суфозія розвивається в зоні вивітрювання. Винос дрібного матеріалу призводить до опускання (зазвичай без розривів) ґрунтового і дернового шару.

Розмив породи може відбуватися за руху струменя води через породу, тобто через великі пустоти, в яких можливо завіхрування струменів і зрив слабо зв'язаних механічних елементів породи. Частіше і легше всього розмиваються пилюваті за гранулометричним складом породи, наприклад, леси. Такі явища відомі й у глинах. У лесах розвиток суфозії починається низхідним рухом води по вертикальних трубчастих каналцях, що характерні для будови цих порід, і далі по горизонтальним підземним ходам землероїв. Розмивання починається

поблизу крутого урвистого берегу річки, яру або укусу каналу, де можуть створюватися великі градієнти фільтрації і великі швидкості підземного потоку.

У більш щільних глинистих породах розмивання починається по тріщинах. Більше схильні до внутрішнього розмивання глини, легко вивітрюються, значно змінюються в обсязі у разі зміни вологості, можливо, багаті монтморилонітом. У відслоненнях глини легко лушчаться і обсипаються, а струйчатий рух води по тріщинах вивітрювання і кордонів елювированої зони зриває і забирає частинки там, де при змінному висиханні і зволоженні зв'язок їх з породою порушується. Процес розмивання в товщі глин зазвичай поширюється неглибоко. Під час інженерно-геологічного вивчення суфозії в глинах і лесгах необхідно з'ясувати такі питання:

а) які породи у яких місцях і умовах втрачають свою міцність унаслідок вилужнювання солей, що створюють структурні зв'язки або ослаблення колоїдних структурних зв'язків за періодичного зволоження або висихання;

б) які механічний склад і структура породи;

в) де, завдяки яким джерелам та якими внутрішніми шляхами можливе виникнення струменистого руху води через легко розмоклу породу.

Усі заходи боротьби з розвитком суфозії в лесгах мають бути спрямовані на те, щоб припинити надходження і пересування води по внутрішніх порожнинах у лесгах, особливо при значних градієнтів. Стосовно глин заходи зводяться до захисту їх від вивітрювання (покриття піском, перемятой глиною, бітумізація тощо).

10.6 Особливості проектування фундаментів у районах сейсмічності

Сейсмічні явища у вигляді землетрусів викликають коливальні рухи земної кори. Разом із тим, на поверхні землі спостерігаються як горизонтальні, так і вертикальні коливання. Вертикальні коливання більш небезпечні в зоні епіцентру, по мірі віддалення вони затихають і менш небезпечні, ніж

горизонтальні коливання. Ілюстрацією цього процесу може бути схема розповсюдження коливань під час землетрусу (рис. 10.3).

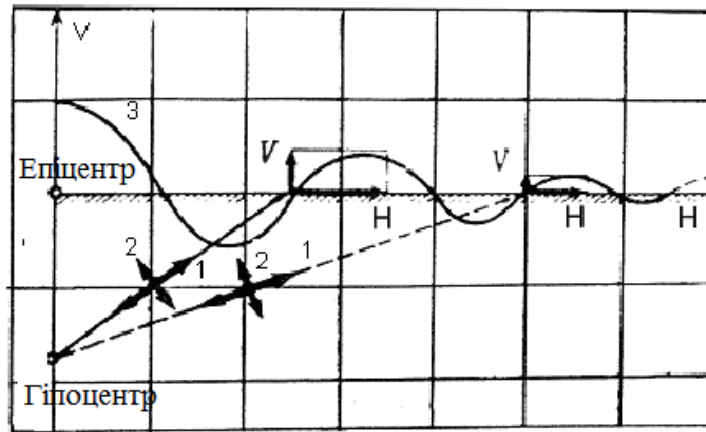


Рисунок 10.3 – Схема розповсюдження коливань під час землетрусу:

1 – напрямок коливань поздовжніх хвиль; 2 – те саме поперечних;
V – складова вертикальних коливань; H – складова горизонтальних коливань

Для оцінки потужності сейсмічного впливу і розроблення заходів щодо зниження або усунення земних коливань існують карти та шкала бальності. Сила землетрусів оцінюється за 12-бальною шкалою. Будівництво будівель і споруд дозволяється проводити в районах, де коливання не перевищують 9 балів. До цього варто додати, що сейсмічні впливи залежать від району будівництва і ґрунтових основ.

До I категорії за сейсмічними властивостями зараховують скельні ґрунти усіх видів і мерзлі ґрунти.

До II категорії належать скельні та напівскельні ґрунти (крім зарахованих до першої категорії), піски гравелисті, крупні та середньої крупності, щільні та середньої щільності, маловологі й вологі, піски дрібні та пилуваті щільні та середньої щільності, маловологі, глинисті ґрунти з показником консистенції $I_L \leq 0,5$ за коефіцієнту пористості $e < 0,9$, для глин, суглинків і супісків – із коефіцієнтом пористості $e < 0,7$.

До III категорії належать піски пухкі, незалежно від крупності й вологості, піски гравелисті, крупні та середньої крупності, дрібні і пилуваті, що не увійшли

в другу категорію, глинисті ґрунти, мерзлі нескельні ґрунти, які в процесі будівництва здатні відтаювати.

Сейсмостійкістю називають здатність споруди не руйнуватися, не втрачати стійкість конструктивних елементів і не перекидатися у разі впливання на неї крім статичних навантажень інерційних (сейсмічних) впливів, що виникають під час землетрусу.

Несуча здатність ґрунтової основи відповідає граничному навантаженню у разі втрати стійкості ґрунту під час сейсмічних коливань. Разом із тим враховують не тільки напруги в ґрунті від власної ваги і зовнішніх навантажень від споруди, але і напруги від сейсмічних хвиль, обумовлених дією об'ємних сил інерції ґрунту, тому перевірка на зрушення по підшві фундаменту є обов'язковою. У цьому випадку враховується тертя підшви фундаменту по ґрунту, а коефіцієнт надійності, що дорівнює – 1,5, становить відношення утримувальних і зсувних сил $k = \frac{T_{уд}}{T_{сдв}}$. Крім того, враховують податливість ґрунтової основи на дію динамічних впливів і передачу їх на споруду. Зі свого боку, залежно від жорсткості підземної і надземної частин будівлі буде виявлятися вплив зовнішніх коливань на споруду.

Глибину підшви фундаменту неглибокого закладання приймають у ґрунтах I і II категорії в умовах сейсмічності такою, як і у несейсмічних районах.

Пальові фундаменти в умовах сейсміки застосовують, як і в аналогічних ґрунтах за тих саме навантаженнях, що і у несейсмічних районах.

Під час проектування фундаментів нижні кінці паль необхідно спирати на скельні, напівскельні, щільні та середньої щільності піщані ґрунти, тверді, напівтверді і тугопластичні глинисті ґрунти. Спирання нижніх кінців паль на пухкі водонасичені піски, м'якопластичні і текучепластичні глинисті ґрунти не допускається. Заглиблення паль у ґрунт основи має бути не менше 4,0 м.

Застосування набивних паль у сейсмічних районах обмежена, по тій причині, що важко забезпечити ретельний контроль за їх виготовленням.

Пальові фундаменти розраховують на особливу комбінацію навантажень. Так, при визначенні несучої здатності палі на вертикальне навантаження повинні враховуватися процеси, що виникають під час взаємодії палі і ґрунту в сейсмічних умовах, у результаті яких знижується тертя ґрунту по бічній поверхні палі і під її нижнім кінцем. Зважаючи на це, несуча здатність пальового фундаменту під час обліку сейсмічного впливу менше, ніж за статичних навантажень. Крім того, необхідно доповнювати розрахунок палі на горизонтальну складову сейсмічного навантаження.

Під час проектування і влаштування фундаментів в умовах сейсмічності дотримуються таких правил:

1. Дотримання заходів, що підвищують жорсткість фундаментів.
2. Для будівель підвищеної поверховості (більше 5 поверхів) застосування стрічкових, перехресних і суцільних плитних фундаментів.
3. Посилення стиків перехресних фундаментів арматурними сітками.
4. Фундаменти колон каркасних будівель, що окремо стоять мають з'єднуватися з сусідніми залізобетонними фундаментними балками.
5. У будинках заввишки більше 9-ти поверхів варто передбачати фундаменти, виконані в монолітному варіанті.
6. Фундаменти і стіни підвалів із великих блоків повинні виконуватися з перев'язкою в кожному ряду. Глибина перев'язки блоків складає не менше однієї третини їх висоти. Усі вертикальні й горизонтальні шви мають бути заповнені розчином марки не нижче 25.
7. У будівлях із розрахунковою сейсмічністю 9 балів кути і перетинання стін мають бути посилені шляхом закладення у горизонтальні шви арматурних сіток.
8. Зверху збірних стрічкових фундаментів і фундаментних плит варто укладати шар розчину марки 100 товщиною не менше 40 мм з поздовжньою арматурою Ø10 мм. Через 400 мм поздовжня арматура має бути пов'язана з поперечною Ø6 мм.

Фрагменти конструювання фундаментів, що застосовуються в умовах сейсміки, показані на рисунку 10.4.

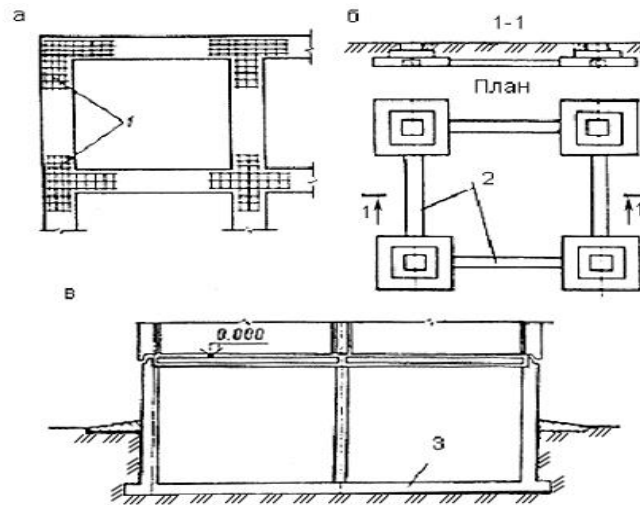


Рисунок 10.4 – Конструкції фундаментів у разі сейсмічних впливів: а – план стрічкового фундаменту; б – план і розріз стовпчастих фундаментів; в – підвальна частина будівлі з плитним фундаментом; 1 – арматурні сітки; 2 – фундаментна балка; 3 – плита з монолітного залізобетону

Фундаменти неглибокого закладання. Розрахунок несучої здатності фундаменту неглибокого закладання здійснюється виходячи з умови:

$$N_a \leq \frac{\gamma_{c,eq}}{\gamma_n} N_{u,eq},$$

де N_a – вертикальна складова розрахункового позacentрового навантаження в особливому сполученні;

$\gamma_{c,eq}$ – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймається таким, що дорівнює 1,0; 0,8; 0,6 для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями, крім того, для споруд, що зводяться в районах із повторюваністю землетрусів 1, 2 і 3, значення $\gamma_{c,eq}$ варто множити на 0,85; 1,0; 1,15;

γ_n – коефіцієнт надійності за призначенням споруди, що приймається відповідно до нормативних документів, дорівнює 1,2; 1,15 і 1,10 для споруд I, II і III категорій;

$N_{u,eq}$ – вертикальна складова сили граничного опору основи у разі сейсмічного впливу.

Для стрічкових фундаментів навантаження і граничний опір основи, зазвичай розраховують для одиниці довжини ($l = 1$). Величину N знаходять відповідно до вимог нормативних документів.

Вертикальну складову сили граничного опору основи $N_{u,eq}$ визначають зважаючи на такі передумови. Вважають, що під час розрахунків несучої здатності нескельних основ, що зазнають сейсмічних коливань, мінімальна і максимальна ординати епюри граничного тиску під краями підшви фундаменту дорівнюватимуть:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma'_I d + \xi_c (F_1 - 1) \frac{c_1}{\text{tg} \varphi_I};$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_I b (F_2 - K_{eq} F_3),$$

де ξ_q , ξ_c , ξ_γ – коефіцієнти форми фундаменту у плані, що визначаються як:

$$\xi_q = 1 + 1,5 \frac{b}{l}; \quad \xi_c = 1 + 0,3 \frac{b}{l}; \quad \xi_\gamma = 1 - 0,25 \frac{b}{l},$$

де l – довжина фундаменту у напрямку, перпендикулярному розрахунковому);

F_1, F_2, F_3 – коефіцієнти несучої здатності, що залежать від розрахункового значення кута внутрішнього тертя φ ;

γ'_I та γ_I – розрахункові значення питомої ваги шарів ґрунту відповідно вище і нижче підшви фундаменту;

d – мінімальна глибина закладання фундаменту;

c_{1I} – розрахункове значення питомої зчеплення;

K_{eq} – коефіцієнт, що приймається таким, що дорівнює 0,1; 0,2; 0,4 при сейсмічності майданчика будівництва 7, 8 і 9 балів відповідно.

Вертикальну складову сили граничного опору основи $N_{u,eq}$ визначають залежно від співвідношення величин ексцентриситетів розрахункового навантаження e і епюри граничного тиску e_u (рис. 10.5):

– за $e \leq e_u$ $N_{u,eq} = 0,5bl(p_0 + p_b)$

– за $e > e_u$ $F_{u,eq} = \frac{b p_b}{1 + 6 \frac{e}{b}}$,

де $F_{u,eq}$ – сила граничного опору основи.

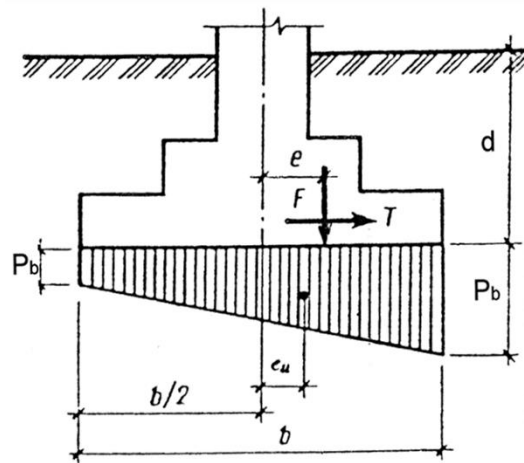


Рисунок 10.5 – Епюра граничного тиску під подошвою фундаменту за сейсмічного впливу

Значення відповідних ексцентриситетів, зі свого боку, розраховують за формулами:

$$e = \frac{M}{N_a},$$

$$e_u = \frac{b(p_b - p_0)}{6(p_b + p_0)},$$

де N_a та M – вертикальна складова розрахункового навантаження і момент, на рівні подошви фундаменту, при особливому сполученні навантажень. Величини e та e_u розглядають з однаковим знаком, оскільки спостерігається найбільш не вигідне для несучої здатності основи поєднання діючих навантажень.

У разі дії моментних навантажень у двох напрямках розрахунок основи щодо несучої здатності потрібно виконувати окремо на дію сил і моментів в кожному напрямку незалежно один від одного.

Під час розрахунків основ і фундаментів з урахуванням сейсмічних впливів допускається частковий відрив подошви фундаменту від ґрунту, тобто

вихід рівнодійної за межі ядра перерізу ($e > b/6$). Водночас у площині дії моменту потрібно виконати такі умови: ексцентриситет розрахункового навантаження не повинен перевищувати $1/3$ ширини фундаменту, тобто $e \leq b/3$; сили граничного опору основи $F_{u,eq}$ потрібно обчислювати для умовної ширини підшви фундаменту, що дорівнює розміру стиснутої зони $b_c = 1,5(b - 2e)$. Тоді максимальне крайове напруження під підшвою фундаменту, беручи до уваги неповне обпирання на ґрунт, має відповідати умові:

$$\sigma_{\max} = \frac{2N_a}{3l\left(\frac{b}{2} - e\right)} \leq p_b .$$

За цих умов формула (17.4) приймає вигляд:

$$N_{u,eq} = 0,5p_b l b .$$

Горизонтальну складову навантаження враховують лише під час перевірки стійкості будівлі на перекидання і зрушення по підшві фундаменту, що майже завжди задовольняється. Перевірка на зрушення по підшві є обов'язковою за наявності діючих горизонтальних навантажень в основному сполученні (підпірні стінки, глибокі підвали тощо).

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Механіка ґрунтів : методичні вказівки / уклад. : І. П. Бойко, В. С. Носенко, В. Л. Підлущкий. – Київ : КНУБА, 2015. – 40 с.
2. Далматов Б. И. Механика ґрунтов, основания и фундаменты / Б. И. Далматов. – Ленинград : Стройиздат, 1988. – 415 с.
3. ДБН А.2.1-1-2008. Інженерні вишукування для будівництва. – Чинний від 2008–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2008. – 72 с.
4. ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Чинний від 2019–01–01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с.
5. ДБН В.1.1-45:2017 Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. Загальні положення. – Чинний від 2017–10–01. – Київ : Мінрегіон України, 2018. – 35 с.
6. ДБН В.2.1-10-2009: Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проєктування. – Чинний від 2009–07–01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009, – 104 с.
7. Дегтярев Б. М. Защита оснований зданий и сооружений от воздействия подземных вод / Б. М. Дегтярев, Е. С. Дзекцер, А. Ж. Муфтахов– М. : Стройиздат, 1985. – 264 с.
8. ДСТУ Б.В.2.1-2-96. – Ґрунти. Класифікація. – Чинний від 1997–04–01. – Київ : Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 32 с.
9. ДСТУ Б.В.2.1-3-96. Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення. – Чинний від 1997–04–01. – Київ : Держкоммістобудування України, 1997. – 24 с.
10. ДСТУ Б.В.2.1-4-96. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 1997–04–01. – Київ :

Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 101 с.

11.ДСТУ Б.В.2.1-9-2002. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. – Чинний від 2002–10–01. – Київ : Державний комітет України з будівництва та архітектури, 2002. – 20 с.

12.ДСТУ Б.В.2.1-7-2000. Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформованості. – Чинний від 2001–03–01. – Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2001. – 80 с.

13.ДСТУ Б.А.1.1-25-94. Ґрунти. Терміни та визначення. – Чинний від 1994–10–01. – Київ : Мінбудархітектури України, 1994. – 46 с.

14.Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти : підручник / М. Л. Зоценко, В. І. Коваленко, А. В. Яковлев, О. О. Петраков, В. Б. Швець, О. В. Школа, С. В. Біда, Ю. Л. Винников. – Полтава : ПНТУ, 2003. – 446 с.

15.Корнієнко М. В. Основи і фундаменти : навч. посіб. / М. В. Корнієнко. – Київ : КНУБА, 2012. – 164 с.

16.Кушнір С. Г. Расчет осадок оснований зданий и сооружений / С. Г. Кушнір. – Київ : Будівельник, 1990. – 141 с.

17.Малышев М. В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М. В. Малышев. – М. :Стройиздат, 1980. – 136 с.

18.Основания, фундаменты и подземные сооружения. Справочник проектировщика / Под ред. Сорочана Е. А. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с.

19.Smith G. N. Elements of soil mechanics for civil and mining engineers / G. N. Smith– New York, 1970. – 424 p.

20.Somerville S. H. Dictionary of geotechnics Somerville / S. H. Somerville, V. A Paul. – London, 1986. – 240 p.

Електронне навчальне видання

АЛЕКСАНДРОВИЧ Вадим Анатолійович
КОБЗАР Юрій Іванович
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів першого (бакалаврського) рівня
вищої освіти всіх форм навчання
зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
Редактор *О. А. Норик*
Комп'ютерне верстання *О. В. Гаврилюк*

План 2023, поз. 2Л

Підп. до друку 20.06.2023. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 6,7

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017