

І.І.Ваганов, І.В.Маєвська,
М.М.Попович, О.В. Тітко

ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Навчальне видання

Ваганов І.І., Маєвська І.В., Попович М.М., Тітко О.В.

Проектування основ і фундаментів

Навчальний посібник

Оригінал-макет підготовлено авторами

Редактор В.О. Дружиніна
Коректор Ю.І. Франко

Навчально-методичний відділ ВНТУ
свідоцтво Держкомінформу України
серія ДК № 746 від 25.12.2001р.
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВДТУ

Підписано до друку
Формат 29,7х42 $\frac{1}{4}$
Друк різнографічний
Наклад прим.
Зам. №

Гарнітура Times New Roman
Папір офсетний
Ум. друк. арк.

Віддруковано в комп'ютерному інформаційно-видавничому
центрі

Вінницького національного технічного університету
свідоцтво Держкомінформу України
серія ДК № 746 від 25.12.2001р.
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95

Міністерство освіти і науки України
Вінницький національний технічний університет

І.І.Ваганов, І.В.Маєвська, М.М.Попович, О.В. Тітко

ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Затверджено Ученою Радою Вінницького державного технічного університету як навчальний посібник для студентів будівельних спеціальностей. Протокол № 10 від 29 травня 2003 р.

Вінниця ВНТУ 2003

УДК 624.131

Р е ц е н з е н т и:

М.Ф.Друкований, доктор технічних наук професор

І.Н.Дудар, доктор технічних наук професор

Ю.М. Гніп, кандидат технічних наук, зам. Генерального
директора ТОВ „МП Юлія”

Рекомендовано до видання Ученою радою Вінницького
державного технічного університету Міністерства освіти і науки
України

І.І.Ваганов, І.В.Маєвська, М.М.Попович, О.В. Тітко

П 17 Проектування основ і фундаментів. Навчальний посібник. -
Вінниця: ВНТУ, 2003.- 131 с.

В посібнику розглянуті питання розрахунку та проектування основ за допомогою ЕОМ для широкого класу задач при виконанні курсових та дипломних проектів. Наведені теоретичні основи розрахунку, порядок підготовки вихідних даних та довідковий матеріал, алгоритми програм, приклади розрахунків, а також рекомендації до розрахунку міцності матеріалу фундаментів та конструктивні вимоги. Посібник розроблений у відповідності з планом кафедри і програмою до дисциплін "Механіка ґрунтів, основи та фундаменти", "Основи та фундаменти будівель і споруд", "Основи та фундаменти в складних умовах".

УДК 624.131

© І.І.Ваганов та ін., 2003

Міністерство освіти і науки України
Вінницький державний технічний університет

І.І.Ваганов, І.В.Маєвська, М.М.Попович, О.В. Тітко

ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ

Усі цитати, цифровий, фактичний матеріал та бібліографічні відомості перевірені, написання одиниць відповідає стандартам.

Зауваження рецензентів враховані.

Автори: _____ І.І.Ваганов
_____ І.В.Маєвська
_____ М.М.Попович
_____ О.В.Тітко

(підпис)

Вимогам, які висуваються до навчальної літератури, відповідає.

До друку і в світ дозволяю на підставі § 2 п.15 "Єдиних правил..."

Проректор з навчальної та науково-методичної роботи

В.О.Леонт'єв

_____ (підпис)

Затверджено
на засіданні кафедри ПЦБ
Протокол № 6 від 22.04.2003р.
Зав. кафедрою

В.Д.Свердлов

_____ (підпис)

Вінниця ВДТУ 2003

ЗМІСТ

Вступ.....	5
1 Загальні положення з розрахунку і проектування основ і фундаментів ...	6
1.1 Принципи проектування основ та фундаментів	6
1.2 Порядок проектування	7
2 Підготовка даних для проектування основ та фундаментів	7
2.1 Інженерно-геологічні елементи ґрунтової товщі	
2.2 Визначення нормативних та розрахункових значень характеристик ґрунтів	10
2.2.1 Методика розрахунків.....	10
2.2.2 Алгоритм і програма статистичної обробки дослідних даних з визначення характеристик ґрунту	17
2.3 Фізико-механічні характеристики ґрунтів	20
2.4 Характеристика споруд	27
2.5 Навчально-методичні рекомендації по вибору типу фундаменту	28
2.6 Збір навантажень.....	29
2.6.1 Навантаження і впливи, що ураховуються при розрахунках	29
2.6.2 Поєднання навантажень.....	32
2.6.3 Збір навантажень на фундаменти безкаркасної багатоповерхової споруди	32
2.6.4 Збір навантажень на фундаменти одноповерхової промислової споруди з кранами	40
2.6.5 Збір навантажень на фундаменти багатоповерхової каркасної споруди	49
3 Розрахунок та проектування фундаментів мілкового закладання.....	55
3.1 Класифікація фундаментів мілкового закладання та область їх застосування.....	55
3.1.1 Стрічкові фундаменти під стіни.....	55
3.1.2 Стовпчасті фундаменти	58
3.1.3 Матеріали фундаментів.....	59
3.2 Визначення розмірів підшви стовпчастих та стрічкових фундаментів.....	60
3.2.1 Вибір глибини закладання фундаментів	60
3.2.2 Визначення розмірів підшви фундаментів.....	62
3.3 Визначення розмірів підшви круглих та кільцевих фундаментів	67
3.4 Алгоритм і програма розрахунку фундаментів мілкового закладання	69
3.4.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ	69
3.4.2 Алгоритм розрахунку	70
3.5 Конструювання фундаментів.....	71

3.6 Навчально-методичні рекомендації	74
3.7 Приклад розрахунку	75
4 Розрахунок пальових фундаментів	80
4.1 Класифікація паль і пальових фундаментів	80
4.2 Визначення несучої здатності забивних паль	83
4.3 Визначення несучої здатності набивних паль	86
4.4 Розрахунок та конструювання пальових фундаментів	89
4.5 Алгоритм і програма розрахунку пальових фундаментів	94
4.5.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ	94
4.5.2 Алгоритм розрахунку	95
4.6 Навчально-методичні рекомендації	96
4.7 Приклад розрахунку	98
5 Розрахунок деформацій основ	101
5.1 Загальні положення з розрахунку деформацій основ	101
5.1.1 Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування	101
5.1.2 Розрахунок осідання методом лінійно-деформівного шару (шару скінченої товщини)	104
5.1.3 Розрахунок крену фундаменту	105
5.1.4 Розрахунок деформацій основи пальового фундаменту	107
5.2 Алгоритм і програма розрахунку осідань і кренів фундаментів	108
5.2.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ	108
5.2.2 Алгоритм розрахунку	109
5.3 Навчально-методичні рекомендації	111
5.4 Приклади розрахунків	112
6 Перевірка слабкого підстилкового шару і проектування ґрунтових подушок	120
6.1 Перевірка слабкого підстилкового шару і корегування розмірів підосви фундаменту	120
6.2 Визначення розмірів ґрунтових подушок	121
6.3 Алгоритм і програма перевірки слабкого підстилкового шару та розмірів ґрунтових подушок "SLOJ"	124
6.3.1. Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ	124
6.3.2. Алгоритм розрахунку	125
6.4 Навчально-методичні рекомендації	126
6.5 Приклади розрахунків	127
Література	133

ВСТУП

Найбільш відповідальною частиною будь-якої будівлі є фундаменти, розрахунку, проектуванню та зведенню яких будівельники повинні приділяти особливу увагу. Задача удосконалення якості розрахунку та проектування основ і фундаментів може бути успішно вирішена шляхом порівняння варіантів за допомогою сучасних ЕОМ.

У основу навчального посібника покладена більша частина теоретичного курсу, який читається на факультеті будівництва Вінницького державного технічного університету, досвід курсового та дипломного проектування із застосуванням ЕОМ, науково-методичні розробки авторів та літературні дані.

Основна мета навчального посібника - розвинути практичні навички варіантного проектування з застосуванням ЕОМ при виконанні курсових та дипломних проектів з основ та фундаментів.

Уперше комплексно розглянуті питання розрахунку та проектування основ за допомогою ЕОМ для широкого класу задач. Наведені теоретичні основи розрахунку, порядок підготовки вихідних даних та довідковий матеріал, алгоритми програм, приклади розрахунків, а також рекомендації до розрахунку міцності матеріалу фундаментів та конструктивні вимоги.

Наведена методика розрахунку на ЕОМ передбачає безпосередню участь студентів у вирішенні питань проектування і конструювання фундаментів, звільняючи їх від непродуктивних розрахунків та дозволяючи більшу частину навчального часу використовувати для аналізу результатів розрахунків і вибору оптимальних проектних рішень.

У навчальному посібнику розділи 1, 2 (§2.1-2.5) та 3 написані П.Вагановим, М.М.Поповичем, розділи 2 (§2.6), 4, 5 та 6 написані І.В.Маєвською, О.В. Тітко.

1 ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ З РОЗРАХУНКУ І ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

1.1 Принципи проектування основ та фундаментів

Згідно з нормативами [6] проектування фундаментів виконується шляхом розрахунку основ за двома групами граничних станів: за стійкістю та несучою спроможністю і за деформаціями. При цьому ґрунтова основа, фундамент та надземна конструкція розглядаються як єдина механічна система, тобто враховують взаємодію усієї споруди та основи, що стискається. Основна мета таких розрахунків - забезпечити стійкість основи і обмежити осідання або відносне переміщення фундаменту та надфундаментної конструкції межами, що гарантують нормальну експлуатацію споруди протягом усього строку служби [6, п. 2.34,2.57].

Розрахунок основ за деформаціями виконується завжди, а за стійкістю або міцністю - в таких випадках [6, п. 2.3]:

- а) на основу передаються значні горизонтальні навантаження;
- б) споруда розташована на укосі або поблизу нього;
- в) основа складена водонасиченими пилувато-глинистими, що повільно стискаються, та біогенними ґрунтами;
- г) основа складена скельними ґрунтами.

Запроектвані конструкції фундаментів повинні бути оптимальними за техніко-економічними показниками, мати достатню міцність та надійність протягом усього строку служби споруди.

1.2 Порядок проектування

Проектування основ та фундаментів засноване на техніко-економічному порівнянні конструктивних рішень і виборі найбільш оптимального з них. При цьому ураховуються такі показники: вартість конструкції та трудомісткість її зведення, довговічність, технологічність та індустриальність, можливість зведення взимку, збереження природної структури ґрунту та ін. Рекомендується такий порядок проектування.

1. Підраховують навантаження та впливи, які діють на фундамент, і визначають найбільш несприятливе їх сполучення.

2. Аналізують інженерно-геологічні умови будівельного майданчика та району будівництва.

3. При необхідності визначають нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів основи.

4. Складають ескізи, суміщені з геологічним розрізом, найбільш імовірних типів фундаментів з урахуванням типа споруди, діючих навантажень та фізико-механічних властивостей ґрунтів.

5. Визначають несучі шари основи для вибраних типів фундаментів.

6. Виконують попередній розрахунок прийнятих типів фундаментів.

7. Підраховують техніко-економічні показники варіантів та вибирають найбільш оптимальний з них.

8. Виконують остаточний розрахунок вибраного варіанта фундаменту.

Такого порядку проектування дотримуються не завжди. В одному випадку деякі розрахунки відпадають, в іншому - виконуються додаткові перевірки та повторні розрахунки. За інших рівних умов найбільш суттєвими є показники вартості та трудомісткості зведення фундаментів. У цьому плані різні типи фундаментів неодноманітні. Наприклад, монолітні стовпчасті та стрічкові фундаменти за трудомісткістю практично завжди поступаються перед фундаментами із забивних паль, проте за вартістю матеріалу конструкції пальові фундаменти, як правило, програють. Вибір того чи іншого типу фундаменту в такому випадку залежить від призначення об'єкта, що будується, та можливостей будівельної організації. Якщо скорочення строків будівництва дає суттєвий економічний ефект, то перевагу надають фундаментам з найменшою трудомісткістю, яка забезпечує максимальну швидкість зведення.

2 ПІДГОТОВКА ДАНИХ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ ОСНОВ ТА ФУНДАМЕНТІВ

2.1 Інженерно-геологічні елементи ґрунтової товщі

При інженерно-геологічних вишукуваннях ґрунтову товщу будівельного майданчика розчленовують на інженерно-геологічні елементи (ІГЕ) і для кожного із них визначають нормативні та розрахункові значення характеристик ґрунтів.

За інженерно-геологічний елемент треба приймати об'єм ґрунту одного й того ж номенклатурного виду при виконанні однієї із таких умов:

- характеристики ґрунту в межах елемента змінюються незакономірно;

- існуюча зміна характеристик така, що нею можна знехтувати.

Попереднє розділення ґрунтів будівельного майданчика на інженерно-геологічні елементи виконують з урахуванням їх віку, походження, текстурно-структурних особливостей та номенклатурного виду. У подальшому, на основі спеціальної перевірки, передбаченої стандартом [1], два сусідніх інженерно-геологічних елемента з ґрунтами різного походження, але одного й того ж номенклатурного виду, можуть бути об'єднані в один елемент, якщо різниця в характеристиках ґрунтів цих елементів несуттєва.

Сукупність визначень характеристик ґрунтів у межах кожного попередньо виділеного інженерно-геологічного елемента аналізують для виділення значень, що різко відрізняються від основної маси (див. §2.2). Такі значення вилучають, якщо вони спричинені помилками дослідів, або відносять до відповідної сукупності при наявності в межах інженерно-

геологічного елементу ґрунту іншого виду. Правильність виділення інженерно-геологічного елемента перевіряють, аналізуючи просторову мінливість показників властивостей ґрунтів.

Характер просторової мінливості виявляють на основі якісної оцінки розподілення значень цих показників у плані та за глибиною. Для цього використовують інженерно-геологічні плани та розрізи, на які наносять значення характеристик у точках їх визначення, будують графіки зміни характеристик за глибиною та в плані, графіки розсіяності, а також графіки зондування.

Аналіз просторової мінливості здійснюють, використовуючи такі показники властивостей ґрунту:

- для великоуламкових ґрунтів - зерновий склад і додатково загальну вологість заповнювача для великоуламкових ґрунтів із глинистим заповнювачем;
- для піщаних ґрунтів - зерновий склад та коефіцієнт пористості і додатково вологість для пилюватих пісків;
- для глинистих ґрунтів - характеристики пластичності (межі та число пластичності), коефіцієнт пористості та вологість.

При цьому зерновий склад великоуламкових та піщаних ґрунтів і характеристики пластичності глинистих ґрунтів використовують для визначення номенклатурного виду ґрунту інженерно-геологічного елемента (див. §2.3).

Додатково до переглянутих показників при необхідності потрібно здійснювати оцінку просторової мінливості і для інших характеристик ґрунту. У сукупності з прямими методами визначення характеристик ґрунтів для виділення інженерно-геологічних елементів треба використовувати зондування.

При достатній кількості (не менше 6) визначень характеристик, що безпосередньо використовують у розрахунках (модуль деформації, опір зсуву, тимчасовий опір одноосному стиску), необхідно аналізувати характер просторової мінливості цих показників.

Вибір методу аналізу просторової мінливості характеристик ґрунтів залежить від кількості визначень.

Якщо кількість визначень характеристики менша 10, то її значення наносяться на інженерно-геологічні розрізи і візуально оцінюється розподіл цих значень у межах елемента. Тут можливі два випадки:

- часткові значення характеристики розподілені незакономірно (випадково);
- є закономірність у зміні характеристики - мінімальні значення зосереджуються у верхній або нижній частині елемента за глибиною, чи максимальні значення зосереджуються в одній частині елемента за площею, а мінімальні - в іншій.

У першому випадку виділення інженерно-геологічного елемента треба вважати закінченим, у другому випадку потрібно розглянути необхідність подальшого розчленування елемента.

При кількості визначень характеристик більше 10, будують точкові графіки зміни їх значень за глибиною і в плані елемента.

Якщо кількість визначень характеристики більша 30, для виявлення характеру її просторової мінливості необхідно поряд з якісною оцінкою використовувати статистичні критерії, а також виявляти аналітичну залежність величин показників властивостей ґрунтів від координат.

Якщо виявлено, що зміни характеристик ґрунту незакономірні в плані і за глибиною інженерно-геологічного елемента, приступають до обчислення нормативних значень відповідних характеристик ґрунтів.

При наявності закономірності в зміні характеристик ґрунту в плані та за глибиною інженерно-геологічного елемента, подальше розчленування можна не проводити, якщо коефіцієнт варіації характеристики, що змінюється закономірно, (див. §2.2.) не перевищує таких величин:

для коефіцієнта пористості та вологості -0,15;

для модуля деформації (за даними як польових, так і лабораторних випробувань), для опору зсуву (при однакових значеннях тиску, що ущільнює) та для тимчасового опору одноосному стиску - 0,30.

Якщо коефіцієнт варіації перевищує наведені величини, подальше розчленування інженерно-геологічного елемента здійснюють так, щоб для знову виділених інженерно-геологічних елементів коефіцієнт варіації не перевищував зазначених величин.

При розчленуванні елемента на основі коефіцієнта пористості та вологості можливі такі випадки:

- закономірно змінюються обидві характеристики;
- закономірно змінюється одна з характеристик.

В обох випадках додаткове розчленування необхідне, якщо коефіцієнт варіації однієї з характеристик перевищує 0,15.

При використанні механічних характеристик оцінку просторової мінливості та додаткове розчленування інженерно-геологічного елемента здійснюють окремо для кожної механічної характеристики. У зв'язку з цим можливий випадок, коли за одною механічною характеристикою додаткове розчленування інженерно-геологічного елемента не потрібне, тому що ця характеристика змінюється незакономірно або при закономірній зміні її коефіцієнт варіації не перевищує 0,30, а за іншою характеристикою розчленування елемента необхідне.

Вирішуючи питання про положення меж при поділі інженерно-геологічного елемента, необхідно врахувати такі фактори:

- рівень ґрунтових вод;
- наявність зони, збагаченої рослинними залишками;
- наявність зон просідаючих, набухаючих та засолених ґрунтів;

- наявність у скельних та нескельних елювіальних ґрунтах зон різних ступенів вивітреності;

- наявність у моренних ґрунтах зон із великою кількістю гравію, гальки, валунів тощо.

Після виділення інженерно-геологічного елемента приступають до визначення нормативних та розрахункових значень характеристик ґрунтів.

2.2 Визначення нормативних та розрахункових значень характеристик ґрунтів

2.2.1 Методика розрахунків

Нормативні та розрахункові значення характеристик ґрунтів обчислюють за результатами безпосередніх визначень для кожного інженерно-геологічного елемента будівельного майданчика, а для характеристик міцності та деформаційних характеристик - як за результатами безпосередніх визначень, так і з використанням таблиць, де вони визначаються за фізичними властивостями.

Статистичну обробку дослідних даних починають із перевірки на вилучення грубих помилок - відскоків. Для цього визначають середнє арифметичне значення характеристики

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i, \quad (2.1)$$

де x_i - часткове значення характеристики,

n - число її визначень.

Вилучати треба максимальні або мінімальні часткові значення, для яких виконується умова

$$|\bar{x} - x_i| > v S_{\text{dis}}, \quad (2.2)$$

де v - статистичний критерій, який приймається в залежності від кількості визначень (табл.2.1);

Таблиця 2.1 - Значення статистичного критерію

Число визначень	v	Число визначень	v	Число визначень	v
6	2,07	13	2,56	20	2,78
7	2,18	14	2,60	25	2,88
8	2,27	15	2,64	30	2,96
9	2,35	16	2,67	35	3,02
10	2,41	17	2,70	40	3,07
11	2,47	18	2,73	45	3,12
12	2,52	19	2,75	50	3,16

S_{dis} - зміщена оцінка середнього квадратичного відхилення характеристики, яка обчислюється за формулою

$$S_{dis} = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (\bar{x} - x_i)^2}, \quad (2.3)$$

Якщо грубі помилки вилучені, то нормативне значення ($\bar{x}_n$) обчислюють за формулою (2.1). При їх відсутності за нормативне приймають середнє арифметичне значення тієї чи іншої характеристики.

Нормативне значення механічних характеристик ґрунтів - кута внутрішнього тертя, φ , та питомого зчеплення, C , обчислюють методом найменших квадратів для усієї сукупності дослідних даних за нормативною залежністю

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.4)$$

де τ - граничне напруження зсуву (зрізу), кПа;

σ - нормальне напруження стиску, кПа.

Перевірку та вилучення грубих помилок у значеннях характеристик виконують для кожного значення нормальних напружень окремо.

Обчислення здійснюють за формулами:

$$\operatorname{tg} \varphi_n = \frac{1}{\Omega} \left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right), \quad (2.5)$$

$$c_n = \frac{1}{\Omega} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right), \quad (2.6)$$

або

$$c_n = \frac{1}{\Omega} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i - \operatorname{tg} \varphi_n \sum_{i=1}^n \sigma_i \right), \quad (2.7)$$

де

$$\Omega = n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2. \quad (2.8)$$

Середнє квадратичне відхилення для усіх характеристик ґрунтів, крім c і φ , обчислюють за формулою

$$S = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum (x_n - x_i)^2}, \quad (2.9)$$

Для c і φ :

$$S_c = S_\tau \sqrt{\frac{1}{\Omega} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}, \quad S_{\text{tgф}} = S_\tau \sqrt{\frac{n}{\Omega}}, \quad (2.10)$$

де

$$S_\tau = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\hat{\tau} - \tau_i)^2}. \quad (2.11)$$

У формулі (2.11) значення $\hat{\tau}$ обчислюють за формулою (2.4) для кожного значення нормальних напружень і нормативних значень c і ϕ .

Визначають коефіцієнт варіації

$$V = \frac{S}{x_n}, \quad (2.12)$$

помилку середнього значення Δ_x (в абсолютних одиницях) або δ_x (відносну помилку):

$$\Delta_{\bar{x}} = \pm S / \sqrt{n}; \quad \delta_{\bar{x}} = \pm V / \sqrt{n}. \quad (2.13)$$

Довірчий інтервал, що характеризує зону навколо середнього значення, в межах якої із заданою ймовірністю α знаходиться істинне генеральне середнє значення для цих характеристик (крім c і ϕ), обчислюють за формулами:

$$\Delta = \pm t_\alpha S / \sqrt{n}; \quad \delta = t_\alpha V / \sqrt{n}. \quad (2.14)$$

Для c і ϕ :

$$\delta_{\text{tgф}} = t_\alpha V_{\text{tgф}}; \quad \delta_c = t_\alpha V_c, \quad (2.15)$$

де t_α - статистичний коефіцієнт, який визначається в залежності від заданої ймовірності (надійності) α та числа визначень n (табл.2.2).

Довірча ймовірність приймається при розрахунках за I групою граничних станів $\alpha = 0,95$, за II групою - 0,85.

Усі розрахунки основ повинні виконуватись з використанням розрахункових характеристик x , які обчислюються за формулою

$$x = x_n / \gamma_g, \quad (2.16)$$

де γ_g - коефіцієнт надійності за ґрунтом:

$$\gamma_g = \frac{1}{1 \pm \delta}. \quad (2.17)$$

Порівнюючи формули (2.16) та (2.17), знаходимо, що

$$x = x_n(1 \pm \delta) \quad \text{або} \quad x = x_n \pm \Delta. \quad (2.18)$$

Таблиця 2.2 - Значення коефіцієнта t_α при односторонній довірчій ймовірності α

Число визначень n-1 для R_c і n-2 для s і φ	t_α при α		Число визначень n-1 або n-2	t_α при α	
	0,85	0,95		0,85	0,95
2	1,34	2,92	13	1,08	1,77
3	1,25	2,35	14	1,08	1,76
4	1,19	2,13	15	1,07	1,75
5	1,16	2,01	16	1,07	1,75
6	1,13	1,94	17	1,07	1,74
7	1,12	1,90	18	1,07	1,73
8	1,11	1,86	19	1,07	1,73
9	1,10	1,83	20	1,06	1,72
10	1,10	1,81	30	1,05	1,70
11	1,09	1,80	40	1,05	1,68
12	1,08	1,78	60	1,05	1,67

В формулах (2.17), (2.18) знак перед величиною δ обирається той, який забезпечує більшу надійність даного розрахунку основи або фундаменту (тобто збільшує навантаження і зменшує опір матеріалу). Наприклад, обчислюючи активний тиск на огородження (див. §2.7.4) при визначенні розрахункової величини питомої ваги ґрунту за формулою (2.18) приймають знак "плюс", тому що вага ґрунту у даному випадку є навантаженням на огородження і її завищення приводить до збільшення надійності. Навпаки, обчислюючи несучу спроможність ґрунту, яка є функцією його питомої ваги, при визначенні її розрахункової величини за формулою (2.18) приймають знак "мінус", тому що при цьому знижується несуча спроможність ґрунту, що приводить до підвищення надійності. При визначенні розрахункових значень деформаційних характеристик та міцності завжди приймають знак "мінус".

Приклад 2.1 Для тугопластичного суглинку одержано 9 визначень питомої ваги γ (табл. 2.3).

Виконуємо перевірку на вилучення можливих грубих помилок, для чого обчислюємо

$$\bar{\gamma} = 150,3 / 9 = 16,7 \text{ кН/м}^3;$$

$$S_{dis} = \sqrt{19,49 / 9} = 1,47 \text{ кН/м}^3.$$

Для $n = 9$ (табл. 2.1) $v = 2,35$,
тоді

$$vS_{dis} = 2,35 \times 1,47 = 3,45 \text{ кН/м}^3.$$

Таблиця 2.3 - До прикладу 2.1

Номер досліджу	$\gamma, \text{кН/м}^3$	$\bar{\gamma} - \gamma_i$	$(\bar{\gamma} - \gamma_i)^2$
1	16,3	0,40	0,16
2	15,6	1,10	1,21
3	20,3	-3,60	12,96
4	16,8	-0,10	0,01
5	17,0	-0,30	0,09
6	17,1	-0,40	0,16
7	15,3	1,40	1,96
8	15,0	-1,70	2,89
9	16,9	-0,20	0,04
Σ	150,3	0,00	19,49

Найбільше відхилення від середнього значення складає 3,60, що більше від 3,45. Таким чином, дослідні дані містять грубу помилку (дослід №3), яка підлягає вилученню.

Заново обчислюємо середнє значення питомої ваги, але вже для восьми дослідів, та суму квадратів відхилень від середнього значення.

Вони складають відповідно $16,25 \text{ кН/м}^3$ та 4,903. Після вилучення грубої помилки за нормативне значення питомої ваги приймають її середнє арифметичне. Отже, $\gamma_n = 16,25 \text{ кН/м}^3$.

Для визначення розрахункової величини γ обчислюємо середнє квадратичне відхилення та коефіцієнт варіації:

$$S = \sqrt{4,903/7} = \pm 0,84 \text{ кН/м}^3;$$

$$V = 0,84/16,25 = \pm 0,05.$$

Для оцінки несучої спроможності основ (І група граничних станів) питома вага γ визначається з довірчою ймовірністю 0,95.

При $\alpha = 0,95$ і $n - 1 = 7$ знаходимо (табл.2.2) $t_\alpha = 1,90$.

Тоді за формулою (2.14)

$$\delta = 1,90 \times 0,05 / \sqrt{8} = 0,034.$$

Далі скористаємось формулою (2.18): $\gamma_n = 16,25(1 - 0,034) = 15,7 \text{ кН/м}^3$.

Тут значення δ прийнято із знаком „мінус”, оскільки у цьому випадку забезпечується більша надійність розрахунку за несучою спроможністю.

При розрахунку за деформаціями (ІІ група граничних станів) маємо при $\alpha = 0,85$ і $n-1=7$ $t_\alpha = 1,12$. Отже,

$$\delta = 1,12 \times 0,05 / \sqrt{8} = 0,019;$$

$$\gamma_n = 16,25(1 - 0,019) = 15,9 \text{ кН/м}^3.$$

Тут значення δ взяті із знаком „мінус” з тих же міркувань, що і в першому випадку.

Приклад 2.2 Для інженерно-геологічного елемента, складеного пластичними супісками, було виконано 27 лабораторних визначень опору зсуву (зрізу) τ у трьох серіях (по 9 дослідів у кожній) при значеннях нормального тиску $\sigma = 100, 200$ та 300 кПа (табл.2.4). Раніш ніж приступити до обчислення нормативних та розрахункових значень c і φ , виконуємо перевірку на виключення грубих помилок у визначеннях τ_i при кожному значенні нормального тиску. Необхідні для цього підрахунки наведені в таблиці 2.4. Значення статистичного критерію прийнято $\nu = 2,35$ (табл.2.1). У результаті перевірки виявляємо, що при усіх значеннях нормального тиску:

$$|\tau - \tau_i| < \nu S_{\text{dis}},$$

отже, грубих помилок немає.

Обчислення нормативних та розрахункових значень c і φ виконуємо в табличній формі (табл.2.5), куди в графі 2 і 3 заносимо експериментальні дані значень σ_i та τ_i . Після обчислень, записаних у графі 4 і 5, визначаємо $\text{tg}\varphi_n$ та c_n . Значення в графі 6 одержуємо після підстановки знайдених $\text{tg}\varphi_n$ та c_n в формулу:

$$\hat{\tau}_i = \sigma_i \text{tg}\varphi_n + c_n.$$

Таблиця 2.4 - До прикладу 2.2

№ дослідів у серії	σ = 100 кПа			σ = 200 кПа			σ = 300 кПа		
	τ _i , кПа	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2$	τ _i , кПа	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2$	τ _i , кПа	$\bar{\tau} - \tau_i$	$(\bar{\tau} - \tau_i)^2$
1	55	14,3	204,5	102	19,2	368,6	150	21,4	458,0
2	62	7,3	53,2	138	-16,8	282,2	145	26,4	697,0
3	72	-2,7	7,3	126	-4,8	23,0	180	-8,6	74,0
4	76	-6,7	44,9	125	-3,8	14,4	198	-26,6	707,6
5	70	-0,7	0,6	124	-2,8	7,8	182	-10,6	112,4
6	70	-0,7	0,5	122	-0,8	0,6	175	-3,6	13,0
7	72	-2,7	7,3	120	1,2	1,4	178	-6,4	41,0
8	75	-5,7	32,5	118	3,2	10,2	175	-3,6	13,0
9	72	-2,7	7,3	116	5,2	27,0	160	+11,4	130
Σ	624	-0,3	358,0	1091	-0,2	735,2	1543	-0,4	2246
	$\bar{\tau} = 627 / 9 = 69,3$ кПа; $S_{\text{dis}} = \sqrt{358,0 / 9} = 6,31$; $\nu = 2,35$; $\nu S_{\text{dis}} = 14,8$; $14,3 < 14,8$.			$\bar{\tau} = 1091 / 9 = 121,1$ кПа; $S_{\text{dis}} = \sqrt{735 / 9} = 9,04$; $\nu = 2,35$; $\nu S_{\text{dis}} = 21,2$; $19,2 < 21,2$.			$\bar{\tau} = 1543 / 9 = 171,4$ кПа; $S_{\text{dis}} = \sqrt{2246 / 9} = 15,8$; $\nu = 2,35$; $\nu S_{\text{dis}} = 27,1$; $26,4 < 37,1$.		

Використовуючи формули (2.5 - 2.8), обчислюємо $\operatorname{tg}\varphi_n$ та c_n

$$\Omega = 27 \times 1260000 - 5400^2 = 4860000;$$

$$\operatorname{tg}\varphi_n = \frac{1}{4860000} (27 \times 743500 - 3258 \times 5400) = 0,51; \quad \varphi_n = 27^\circ;$$

$$c_n = \frac{1}{4860000} (3258 \times 1260000 - 5400 \times 743500) = 18,6 \approx 19 \text{ кПа}.$$

Таблиця 2.5 - До прикладу 2.2

№ дослід	σ_i , кПа	τ_i , кПа	$\sigma_i^2 \cdot 10^{-3}$	$\sigma_i \tau_i \cdot 10^{-2}$	$\hat{\tau}_i$	$\hat{\tau}_i - \tau_i$	$(\hat{\tau}_i - \tau_i)^2$
1	2	3	4	5	6	7	8
1	100	55	10	55	70	15	225
2	100	62	10	62	70	8	64
3	100	72	10	72	70	-2	4
4	100	76	10	76	70	-6	36
5	100	70	10	70	70	0	0
6	100	70	10	70	70	0	0
7	100	72	10	72	70	-2	4
8	100	75	10	75	70	-5	25
9	100	72	10	72	70	-2	4
10	200	102	40	204	121	19	361
11	200	138	40	276	121	-17	289
12	200	126	40	252	121	-5	25
13	200	125	40	250	121	-4	16
14	200	124	40	248	121	-3	9
15	200	122	40	244	121	-1	1
16	200	120	40	240	121	1	1
17	200	118	40	236	121	3	9
18	200	116	40	232	121	5	25
19	300	150	90	450	172	22	484
20	300	145	90	435	172	27	729
21	300	180	90	540	172	-8	64
22	300	198	90	594	172	-26	676
23	300	182	90	546	172	-10	100
24	300	175	90	525	172	-3	9
25	300	178	90	534	172	-6	36
26	300	175	90	525	172	-3	9
27	300	160	90	480	172	12	144
Σ	5400	3258	$126 \cdot 10^4$	$7435 \cdot 10^2$	-	-	3349

Таким чином, у нашому прикладі конкретне граничне рівняння складає:

$$\hat{\tau} = 0,51\sigma_i + 19,$$

на основі якого заповнюємо графу 6.

Після заповнення граф 7 і 8 знаходимо

$$S_{\tau} = \sqrt{3349/(27-2)} = 11,57 \text{ кПа.}$$

$$S_c = 11,57\sqrt{1260000/4860000} = 5,89 \text{ кПа;}$$

$$S_{tg\varphi} = \sqrt{\frac{27}{4860000}} = 0,0273;$$

$$V_c = 5,89/19 = 0,31; \quad V_{tg\varphi} = 0,0273/0,51 = 0,054.$$

Визначаємо розрахункові значення s і φ для розрахунку основ за першою групою граничних станів. Для $\alpha = 0,95$ та $n - 2 = 25$ $t_{\alpha} = 1,71$.

Тоді

$$\delta_c = 1,71 \times 0,31 = 0,53;$$

$$\delta_{tg\varphi} = 1,71 \times 0,054 = 0,092;$$

$$c_1 = 19(1 - 0,53) = 9 \text{ кПа;}$$

$$tg \varphi_1 = 0,51(1 - 0,092) = 0,463; \quad \varphi_1 = 25^{\circ}.$$

При розрахунках за другою групою граничних станів для $\alpha = 0,85$ та $n-2 = 25$ $t_{\alpha} = 1,055$.

Тоді

$$\delta_c = 1,055 \times 0,31 = 0,33;$$

$$\delta_{tg\varphi} = 1,055 \times 0,054 = 0,057;$$

$$c_n = 19(1 - 0,033) = 13 \text{ кПа;}$$

$$tg \varphi_n = 0,51(1 - 0,057) = 0,481; \quad \varphi_n = 26^{\circ}.$$

2.2.2 Алгоритм і програма статистичної обробки дослідних даних з визначення характеристик ґрунту

Нормами [6] передбачено, що при визначенні нормативних і розрахункових значень характеристик ґрунту, значення коефіцієнта γ_g в формулі (2.16) для характеристик міцності ґрунтів (питоме зчеплення c , кут внутрішнього тертя φ , тимчасовий опір одноосному стиску R_c) і питомої ваги γ визначається за методикою, наведеною у § 2.2.1. Для всіх інших характеристик ґрунту допускається приймати $\gamma_g = 1$, тобто їх розрахункові значення дорівнюють нормативним.

Визначення розрахункових значень характеристик φ , c , R_c і γ , як видно з § 2.2.1, є досить трудомісткою задачею. Тому статистичну обробку дослідних даних за цими характеристиками доцільно виконувати за

допомогою ЕОМ. З цією метою на кафедрі ПЦБ ВДТУ складена спеціальна програма для персональних комп'ютерів, яка передбачає визначення нормативних і розрахункових значень параметрів φ , c , R_c і γ за результатами дослідних визначень.

Кількість дослідів із визначення однієї характеристики в одному ІГЕ повинна бути не менше 6.

Підготовка ввідних даних для введення в ЕОМ

Програмою передбачається обробка за один раз двох вибірок (сукупностей дослідних даних): однієї для визначення φ і c (сукупність дослідних значень граничних напружень зсуву τ_i), а другої для обробки дослідних даних з визначення R_c або γ .

Якщо треба виконувати обробку більшої кількості вибірок, необхідно повторювати роботу з програмою.

Для розрахунку потрібні такі ввідні дані:

1) кількість визначень характеристик, причому при обробці даних із визначення τ вони групуються за трьома значеннями нормального напруження: $\sigma_1 = 100$ кПа; $\sigma_2 = 200$ кПа; $\sigma_3 = 300$ кПа і кількість визначень τ вводиться окремо для кожного значення σ ;

2) частинні значення характеристики у відповідній кількості;

3) вказівки до прийняття знака "плюс" чи "мінус" у формулі (2.17). Конкретно вказується, чи підвищує надійність зниження розрахункового значення характеристики.

Алгоритм розрахунку

1. Введення ввідних даних.
2. Вилучення грубих помилок із вибірок дослідних даних.
3. Визначення нормативного значення характеристик (окремо для τ або R_c чи γ).
4. Визначення середньоквадратичного відхилення характеристик і коефіцієнтів варіації.
5. Визначення коефіцієнта t_α при довірчій ймовірності $\alpha = 0,85$ і $\alpha = 0,95$.
6. Визначення розрахункових значень характеристики для розрахунків за першою й другою групами граничних станів.
7. Виведення на екран монітора результатів розрахунку.
8. Якщо результати задовольняють користувача, то вони виводяться на друкування. Друкуються такі величини: кількість дослідів після вилучення грубих помилок, нормативне значення характеристики, коефіцієнт варіації, розрахункові значення характеристики для другої й першої групи граничних станів. Результатам розрахунків передують друк ввідних даних.

Нижче наведені результати розрахунків для прикладів 2.1, та 2.2.

СТАТИСТИЧНА ОБРОБКА ХАРАКТЕРИСТИК ҐРУНТУ

ПРИЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ РЕЗУЛЬТАТИ ВИЗНАЧЕННЯ **ОПОРУ** ЗРІЗУ

НОМЕР ДОСЛІДУ	ПРИ НОРМАЛЬНОМУ НАПРУЖЕННІ		
	100 кПа	200 кПа	300 кПа
1	55	102	150
2	62	138	145
3	72	126	180
4	76	125	198
5	70	124	182
6	70	122	175
7	72	120	178
8	75	118	175
9	72	116	160

КІЛЬКІСТЬ ДОСЛІДІВ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ХАРАКТЕРИСТИК 9

ПРИВАТНІ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ

16,3 15,6 20,3 16,8 17,0 17,1 15,3 15,0 16,9

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

КІЛЬКІСТЬ ДОСЛІДІВ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ОПОРУ

ЗРІЗУ ПІСЛЯ **ВИКЛЮЧЕННЯ** ГРУБИХ ПОМИЛОК 27

НОРМАТИВНЕ ЗНАЧЕННЯ ПИТОМОГО ЗЧЕПЛЕННЯ, **кПа** = 18,6

НОРМАТИВНЕ ЗНАЧЕННЯ **КУТА** ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ, ГРАД = 27,02

КОЕФІЦІЄНТ ВАРІАЦІЇ ПИТОМОГО ЗЧЕПЛЕННЯ = 0,317

КОЕФІЦІЄНТ ВАРІАЦІЇ ТАНГЕНСА **КУТА** ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ = 0,054

РОЗРАХУНКОВЕ ЗНАЧЕННЯ ПИТОМОГО ЗЧЕПЛЕННЯ, **кПа**

ДЛЯ ДРУГОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ **СТАНІВ** = 12,4

ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ **СТАНІВ** = 8,5

РОЗРАХУНКОВЕ ЗНАЧЕННЯ **КУТА** ВНУТРІШНЬОГО ТЕРТЯ, ГРАД

ДЛЯ ДРУГОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ **СТАНІВ** = 25,7

ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ **СТАНІВ** = 24,8

КІЛЬКІСТЬ ДОСЛІДІВ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ХАРАКТЕРИСТИКИ

ҐРУНТУ ПІСЛЯ **ВИЛУЧЕННЯ** ГРУБИХ ПОМИЛОК = 8

НОРМАТИВНЕ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ = 16,3

КОЕФІЦІЄНТ ВАРІАЦІЇ = 0,052

РОЗРАХУНКОВЕ ЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИКИ:

ДЛЯ ДРУГОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ **СТАНІВ** = 15,9

ДЛЯ ПЕРШОЇ ГРУПИ ГРАНИЧНИХ **СТАНІВ** = 15,7

2.3 Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Основні показники фізичних властивостей ґрунтів визначаються дослідним шляхом. До цієї групи відносяться: питома вага частинок ґрунту γ_s , питома вага ґрунту γ , природна вологість w , для глинистих ґрунтів вологість на межі пластичності w_p і вологість на межі текучості w_L , коефіцієнт фільтрації k_f . Інші показники фізичних властивостей ґрунтів визначаються розрахунком на основі показників першої групи

Згідно з нормативами [4] усі ґрунти класифікуються за показниками їх фізичних властивостей.

Глинисті ґрунти в залежності від числа пластичності, I_p , яке є різницею вагових вологостей на межах текучості та пластичності,

$$I_p = w_L - w_p, \quad (2.19)$$

розподіляються на супіски ($0 \leq I_p \leq 0,07$), суглинки ($0,07 < I_p \leq 0,17$) та глини ($I_p > 0,17$).

В залежності від показника текучості, що є відношенням різниці вологостей в природному стані і на межі пластичності до числа пластичності,

$$I_L = \frac{W - W_p}{I_p}, \quad (2.20)$$

глинисті ґрунти одержують додаткову якісну характеристику і розподіляються на такі різновиди:

супіски

тверді	$I_L < 0$;
пластичні	$0 \leq I_L \leq 1$;
текучі	$I_L > 1$;

суглинки та глини

тверді	$I_L < 0$;
напівтверді	$0 \leq I_L \leq 0,25$;
тугопластичні	$0,25 < I_L \leq 0,50$;
м'якопластичні	$0,50 < I_L \leq 0,75$;
текучепластичні	$0,75 < I_L \leq 1$;
текучі	$I_L > 1$.

Піски за щільністю будови підрозділяються на види (табл.2.6) в залежності від значення коефіцієнта пористості, що визначається за формулою

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma} (1 + W) - 1. \quad (2.21)$$

За ступенем вологості S_r , що визначається за формулою

$$S_r = W\gamma_s / e \gamma_w, \quad (2.22)$$

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

піщані та великоуламкові ґрунти підрозділяються на такі різновиди:

маловологі $0 < S_r \leq 0,5$;

вологі $0,5 < S_r \leq 0,8$;

насичені водою $S_r > 0,8$.

Таблиця 2.6 - Види піщаних ґрунтів

Назва ґрунту	Щільність будови		
	щільні	середньої щільності	крихкотілі
Піски гравелисті, крупні та середньої крупності	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Піски дрібні	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Піски пилюваті	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Основні показники механічних властивостей ґрунтів такі: питоме зчеплення, c , кут внутрішнього тертя, ϕ , та модуль загальної деформації, E .

Для ґрунтів, які випробувались штампом, модуль загальної деформації на прямолінійному відрізку визначається за формулою:

$$E = \frac{pA}{sd} (1 - \nu^2), \quad (2.23)$$

де d - діаметр штампа, м; $d = 1,13\sqrt{A}$;

A - площа стандартного штампа ($A = 0,5 \text{ м}^2$);

p - питомий тиск на штамп, МПа;

ν - коефіцієнт бокового розширення (коефіцієнт Пуассона) ґрунту;

S - осідання штампа, м.

Слід відзначити, що це найбільш трудомісткі у визначенні характеристики ґрунтів, особливо в польових умовах. Однак численними дослідженнями виявлена наявність кореляційних зв'язків між механічними та фізичними характеристиками, трудомісткість визначення яких у багато разів менша. Тому для попередніх розрахунків основ, а також для остаточних розрахунків основ будівель та споруд 2 і 3 класів (див. §2.4) допускається визначати нормативні та розрахункові значення деформаційних та міцностних характеристик ґрунтів за їх фізичними характеристиками. Відповідно до будівельних норм та правил [6], де наведені таблиці нормативних значень механічних характеристик у залежності від показників їх фізичних властивостей, допускається визначати розрахункові характеристики при таких значеннях коефіцієнта надійності за ґрунтом:

при розрахунку основ за деформаціями $\gamma_g = 1$;

при розрахунках основ за несучою спроможністю

для питомого зчеплення - $\gamma_g = 1,5$;

для кута внутрішнього тертя піщаних ґрунтів – $\gamma_g = 1,1$; пілувато-глинистих - $\gamma_g = 1,15$.

Для піщаних ґрунтів, незалежно від їх походження та вологості, зчеплення, c , кут внутрішнього тертя, φ , та модуль загальної деформації, E (табл. 2.7), визначаються в залежності від виду ґрунту й коефіцієнта пористості. Деформаційні та міцності характеристики пілувато-глинистих ґрунтів (табл. 2.8 і 2.9) визначаються в залежності від їх віку, походження, виду, показника текучості та коефіцієнта пористості.

Таблиця 2.7 - Нормативні значення характеристик $c_n, \text{кПа}$, $\varphi_n, \text{град.}$, та $E, \text{МПа}$

Вид піску	Характеристика ґрунту	Коефіцієнт пористості e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелисті та крупні	c_n	2	1	-	-
	φ_n	43	40	38	
	E	50	40	30	
Середньої крупності	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
	E	50	40	30	-
Дрібні	c_n	6	4	2	-
	φ_n	38	36	32	28
	E	48	38	28	18
Пилуваті	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26
	E	39	28	18	11

Для ґрунтів із проміжними значеннями e та I_L допускається визначати c_n , φ_n та E за інтерполяцією.

Допускається також у запас надійності приймати характеристики c_n , φ_n та E за відповідними нижніми межами e та I_L , якщо ґрунти мають значення e та I_L менше цих нижніх значень.

Для визначення c_n , φ_n та E за таблицями 2.7 - 2.9 використовуються нормативні значення e та I_L .

Для визначення попередніх розмірів підшви фундаментів використовують табличні значення розрахункового опору ґрунтів основ [б]. Ці значення (табл.2.10 і 2.11) відносяться до фундаментів, які мають ширину підшви $b_0 = 1$ м та глибину закладання $d_0 = 2$ м. Як і попередні характеристики, табличні значення розрахункового опору визначаються в залежності від виду ґрунту та його вологості для пісків, коефіцієнта пористості та показника текучості для пілувато-глинистих ґрунтів.

Таблиця 2.8 - Нормативні значення характеристик c_n , кПа, φ_n , град., для пілувато-глинистих ґрунтів четвертинних відкладів

Вид глинистих ґрунтів і межі нормативних значень I_L		Характеристика ґрунту	Коефіцієнт пористості e						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 \leq I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	19	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,50$	c_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,50 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,50$	c_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,50 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	45	41	35	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Таблиця 2.9 - Нормативні значення модуля деформації пілувато-глинистих ґрунтів четвертинних відкладів

Походження ґрунтів	Назва ґрунтів та межі нормативних значень I_L		Модуль деформації E , МПа, при коефіцієнті пористості e							
			0,35	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Алювіальні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$		32	24	16	10	7	-	
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	34	27	22	17	14	11	-
		$0 < I_L \leq 0,50$	-	32	25	19	14	11	8	-
		$0,50 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	12	8	6	5
Делювіальні	Глини	$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	-	28	24	21	18	15	12
		$0,25 < I_L \leq 0,50$	-	-	-	21	18	15	12	9
		$0,50 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	-	15	12	9	7
Озерні	Супіски	$0 \leq I_L \leq 0,75$	-	33	24	17	11	7	-	-
		$0 \leq I_L \leq 0,25$	-	40	33	27	21	-	-	-
		$0,25 < I_L \leq 0,50$	-	35	28	22	17	14	-	-
		$0,50 < I_L \leq 0,75$	-	-	-	17	13	10	7	-
Флювіогляціальні	Суглинки	$I_L \leq 0,50$	75	55	45	-	-	-	-	-

Таблиця 2.10 - Розрахунковий опір піщаних ґрунтів

Види пісків	Значення R_0 , кПа, в залежності від щільності будови пісків	
	щільні	середньої щільності
Крупні	600	500
Середньої крупності	500	400
Дрібні:		
маловологі	400	300
вологі та насичені водою	300	200
Пилуваті:		
маловологі	300	250
вологі	200	150
насичені водою	150	100

Таблиця 2.11 - Розрахунковий опір пилувато-глинистих (непросадочних) ґрунтів

Пилувато-глинисті ґрунти	Коефіцієнт пористості	Значення R_0 , кПа, при показнику текучості ґрунту	
		$I_L = 0$	$I_L = 1$
Супіски	0,5	300	300
	0,7	250	200
Суглинки	0,5	300	250
	0,7	250	180
	1,0	200	100
Глини	0,5	600	400
	0,6	500	300
	0,8	300	200
	1,1	250	100

Якщо характеристики ґрунтів e та I_L мають значення, що не збігаються з табличними, то для визначення R_0 користуються інтерполяцією.

Усі дані про фізико-механічні характеристики ґрунтів заносять до таблиці, приклад якої показаний у табл. 2.12, де в першому стовпці вказують вид ґрунту з урахуванням його якісної характеристики. Наприклад, "пісок пилуватий, середньої щільності, вологий або суглинок легкий, м'якопластичний".

Таблиця 2.12 – Фізико-механічні характеристики ґрунтів

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Потужність шару, м	Питома вага	Вологість	Питома вага частинок ґрунту	Питома вага сухого ґрунту	Коефіцієнт пористості	Ступінь вологості	Вологість на межі текучості	Вологість на межі пластичності	Число пластичності	Показник текучості	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Модуль деформації
			γ , кН/м ³	w	γ_s , кН/м ³	γ_d , кН/м ³	e	S_r	w _L	w _P	I _P	I _L	c, кПа	ϕ , град.	E, МПа
1	Рослинний шар	0,5-0,6	16,9	Для природної основи фундаментів не рекомендується											
2	Супісок пластичний, жовто-бурий	2,2-2,6	18,5	0,18	27,0	15,6	0,72	0,68	0,18	0,13	0,05	1,0	11	21	10
3	Суглинок легкий, сіро-жовтий, тугопластичний	1,2-2,5	18,6	0,26	26,8	14,7	0,81	0,86	0,32	0,20	0,12	0,50	16	16	8
4	Суглинок напівтвердий, темно-жовтий до бурого	5,0-5,8	17,8	0,22	26,7	14,6	0,83	0,71	0,29	0,20	0,09	0,22	18	23	15

Продовження таблиці 2.12

№ ІГЕ	Найменування грунтів	Розрахункові значення з урахуванням прогнозу можливих змін (у процесі будівництва і експлуатації) інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов і властивостей ґрунтів					
		$\frac{\gamma_{\text{п}}}{\gamma_{\text{г}}}$	w_{sat}	I_{L}	$\frac{c_{\text{п}}}{c_{\text{г}}}$	$\frac{\varphi_{\text{п}}}{\varphi_{\text{г}}}$	E
1	Рослинний шар						
2	Супісок пластичний, жовто-бурий	$\frac{18,5}{18,4}$	0,18	1,0	$\frac{11}{7}$	$\frac{21}{19}$	10
3	Суглинок легкий, сіро- жовтий, тугопластичний	$\frac{18,6}{18,5}$	0,26	0,5	$\frac{16}{11}$	$\frac{16}{14}$	8
4	Суглинок напівтвердий, темно-жовтий до бурого	$\frac{17,8}{17,7}$	0,26	0,22	$\frac{18}{12}$	$\frac{23}{20}$	15

2.4 Характеристика споруд

Проектування основ та фундаментів починається з вивчення основних факторів, від яких залежить вибір проектних рішень. Першорядне значення серед них мають такі: ступінь відповідальності будівлі або споруди, їх конструктивні особливості, величина навантаження на фундаменти, інженерно-геологічні та гідрогеологічні умови будівельного майданчика. Іншими словами це можна сформулювати так: при проектуванні та зведенні фундаментів необхідно комплексно врахувати три фактори: **що будується** (ступінь відповідальності та чутливості споруд до нерівномірних деформацій), **на чому зводиться** (інженерно-геологічні умови будівельного майданчика) і **як будується** (можливості будівельної організації та заходи, що передбачаються для збереження природної структури ґрунтів основи).

Відповідно до задачі врахування ступеня відповідальності споруд при проектуванні будівельних конструкцій, в тому числі й фундаментів, установлені три класи об'єктів. До класу I відносяться будівлі та споруди, що мають особливо важливе народногосподарське або соціальне значення: головні корпуси ТЕС, АЕС, телевізійні башти та промислові труби висотою більше 200 м, резервуари для нафтопродуктів місткістю більше 10 тис.м³, криті спортивні споруди з трибунами, будівель театрів, цирків, ринків, навчальних та дошкільних закладів і т.п. До класу II відносяться промислові та цивільні споруди, які не входять до класів I та III. Клас III - це складські приміщення (без процесів сортування та упакування), одноповерхові житлові будинки, тимчасові будівлі та споруди, тобто споруди, які мають обмежене народногосподарське і соціальне значення.

За жорсткістю та характером деформування усі споруди розділені на три типи: абсолютно жорсткі, абсолютно гнучкі, та ті, що мають скінчену жорсткість.

Абсолютно жорсткі споруди не можуть викривлятися. При симетричному завантаженні та симетричній піддатливості основ їхнє осідання буде рівномірним, а при нерівномірній деформації основи вони одержують крен без вигину конструкцій (димові труби, доменні печі, силосні корпуси та ін.). Ці споруди взаємодіють з основами таким чином: у місцях більшої піддатливості основи тиск під подошвою фундаменту зменшується, а при меншій - збільшується. Внаслідок перерозподілу тиску зменшується нерівномірність осідання поверхні ґрунту основи. У той же час перерозподіл тиску сприяє розвитку в абсолютно жорстких спорудах додаткових зусиль, які в більшості випадків не є небезпечними для них, тому що конструкції часто мають чималий запас міцності на вигин.

Абсолютно гнучкі споруди безперешкодно переміщуються услід за поверхнею ґрунтів основи в усіх точках контакту з нею. При цьому у випадку розвитку нерівномірного осідання в конструкціях не виникають додаткові напруження. До таких споруд відносяться земляні насипи. Їх

нерівномірне осідання не викликає ускладнень під час будівництва та експлуатації. Для одержання проектних відміток насипу його роблять вище на величину очікуваного осідання, тобто додають насипу будівельний підйом.

До споруд скінченої жорсткості відносяться більшість будинків та багато інженерних споруд. Такі будівлі та споруди при розвитку нерівномірного осідання одержують викривлення. У той же час вони частково зменшують нерівномірність осідання, оскільки тиск під подошвою фундаментів у деякій мірі перерозподіляється. У несучих конструкціях таких споруд розвиваються додаткові зусилля, які, нажаль, досить часто не враховують при проектуванні цих конструкцій, внаслідок цього в несучих конструкціях можливе виникнення тріщин. Щоб запобігти цьому, при проектуванні фундаментів та надземних конструкцій необхідно приділяти увагу оцінці сумісної роботи ґрунтів основи та несучих конструкцій споруди.

Оцінка роботи ґрунтів основи сумісно з несучими конструкціями споруди скінченої жорсткості відноситься до найбільш складних задач розрахунку споруд. Складності полягають у трудності визначення жорсткості несучих конструкцій споруд, які працюють як єдина просторова система в цілому і в невизначеності деформативності ґрунтів у кожній точці основи.

Іноді споруди мають незначну скінчену жорсткість і тому їх, як правило, вважають практично гнучкими. Такі споруди в основному переміщуються услід поверхні ґрунту, тобто одержують викривлення (невисокі одноповерхові будинки з розрізними балками покриття). У той же час на окремих ділянках невеликої протяжності вони в деякій мірі зменшують нерівномірність осідання. Як правило, це викликає виникнення в несучих конструкціях невеликих додаткових зусиль. При значних нерівномірностях осідання ці зусилля можуть стати причиною руйнування конструкцій.

2.5 Навчально-методичні рекомендації з вибору типу фундаменту

Як уже відмічалось, розрахунок фундаментів та основ здійснюють методом техніко-економічного порівняння варіантів і вибору найбільш оптимального з них.

Економічна ефективність у ряді випадків є основним показником при порівнянні варіантів. При цьому дуже важливо суворо додержуватись однакових умов зіставлення варіантів. Вони повинні забезпечити довговічність і виконання функцій споруди протягом усього терміну її експлуатації та врахувати усі можливі комбінації навантажень, які передають надземні конструкції. При зіставленні варіантів необхідно врахувати вартість засобів, направлених на зменшення чутливості несучих

конструкцій до нерівномірних деформацій основи, а також врахувати витрати, пов'язані з ремонтами після осідання.

Економічну ефективність треба підрахувати для усієї споруди, визначаючи сумарну вартість усіх фундаментів. Однак такі розрахунки трудомісткі і вимагають загальної розробки великої кількості фундаментів споруди, іноді 10-15 типорозмірів. Тому при виконанні курсових та дипломних проектів усі розрахунки частіш за все відносять до 1 м довжини стрічкового фундаменту під найбільш завантажену стіну, а при фундаментах під колони – на окремий фундамент або на ділянку стрічкового чи плитного фундаменту під найбільш завантажену типову колону. Інколи порівняння варіантів здійснюють за показниками так званої питомої несучої спроможності, що являє собою відношення навантаження на фундамент до його об'єму (кН/м^3) одного і того ж матеріального складу. Звичайно, чим вища питома несуча спроможність, тим більш ефективна конструкція фундаменту.

Можливість виконання робіт у стислі строки дуже суттєва, тому що це безпосередньо впливає на тривалість зведення споруди, оскільки до зведення фундаментів зводити інші її конструкції просто неможливо. Крім того, рішення, при яких котлован буде тривалий час знаходитись у відкритому стані, може сприяти порушенню природної структури ґрунтів основи. Особливо важливі строки виконання котлованних робіт взимку, оскільки промерзання ґрунтів основи, як правило, недопустиме. Треба мати на увазі, що дострокове введення в дію підприємств, що випускають ту чи іншу продукцію, дає економічний ефект.

Слід, якщо це можливо, уникати застосування різних типів фундаментів, наприклад, пальових та стовпчастих, для однієї і тієї ж споруди, тому що це приведе до нерівномірного осідання.

2.6 Збирання навантажень

2.6.1 Навантаження і впливи, що враховуються при розрахунках

Навантаження і впливи на основи, які передаються фундаментами споруд, повинні визначатись розрахунком, як правило, з урахуванням спільної роботи споруди і основи.

Величини навантажень і впливів на споруду або її окремі елементи, коефіцієнти надійності за навантаженнями, а також можливі поєднання навантажень приймають згідно з вимогами [8].

Навантаження на основу допускається визначати без урахування їх перерозподілу надфундаментною конструкцією при розрахунках:

- а) основ будівель і споруд третього класу;
- б) загальної стійкості масиву ґрунту основи спільно зі спорудою;
- в) середніх значень деформацій основи;

г) деформацій основи у стадії прив'язки типового проекту до місцевих ґрунтових умов.

Розрахунок основ за деформаціями повинен виконуватись на основне поєднання навантажень (включаючи постійні, тривалі та короткочасні навантаження), а розрахунок за несучою спроможністю - на основне, а при наявності особливих навантажень - на основне і особливе поєднання.

При цьому навантаження на перекриття і снігові навантаження, які відповідно до [8] можуть відноситись як до тривалих (при урахуванні зниженого нормативного значення), так і до короткочасних (при урахуванні повного нормативного значення), при розрахунках основ за несучою спроможністю враховуються як короткочасні, а при розрахунках за деформаціями - як тривалі. Навантаження від рухомого підйомно-транспортного обладнання в обох випадках враховуються як короткочасні.

В розрахунках основ необхідно враховувати навантаження від матеріалів і обладнання, які розміщуються безпосередньо на ґрунті поблизу фундаментів.

Зусилля у конструкціях, які спричиняються кліматичними температурними впливами, при розрахунках основ за деформаціями не враховуються, якщо відстань між температурно-осадовими швами не перевищує значень, які вказані у нормах з проектування відповідних конструкцій.

Розрахункове значення навантаження потрібно визначати як добуток його нормативного значення на коефіцієнт надійності за навантаженнями, що приймається при розрахунках на міцність і стійкість у відповідності з [8], а при розрахунках за деформаціями - дорівнює одиниці.

В будівлях зі статично визначеною розрахунковою схемою на фундаменти передається навантаження, яке збирається на колону або стіну з вантажних площ перекриттів. Для будівель зі статично невизначеною розрахунковою схемою навантаження на фундамент визначають з урахуванням:

- а) перерозподілу їх за рахунок жорсткості верхньої будови;
- б) перерозподілу їх за рахунок піддатливості основи, тобто з урахуванням спільної роботи основи і надземних конструкцій.

Методи урахування спільної роботи системи основа - фундамент - надфундаментна будова можна поділити на 3 групи [9].

1. Комплексний спільний розрахунок надземної будови, фундаменту і ґрунтової основи.

2. Розрахунок основ і фундаментів з урахуванням попередньо визначеної жорсткості будівлі або споруди.

3. Використання при проектуванні основ і фундаментів корегуючих коефіцієнтів та рекомендацій, які враховують особливості жорсткості споруди.

Перша група методів розглядає споруду, фундамент і основу як неподільне ціле, яке деформується сумісно. При цьому можуть використовуватись різні розрахункові схеми. Наприклад, система основа - фундамент - наземна будова замінюється еквівалентною стержньовою системою або системою скінчених елементів при використанні методу скінчених елементів. Реалізація таких розрахункових схем потребує ЕОМ великої потужності. Тому використовують також спосіб послідовних наближень, який заснований на роздільних розрахунках надземної будови і фундаменту на піддатливій основі з подальшим уточненням зусиль і переміщень на контакті.

Друга група методів передбачає інтегральне оцінювання жорсткості надфундаментної конструкції і використовується при розрахунках конструкцій на пружній основі. Наприклад, розрахунок крупнопанельних будівель на нерівномірні осідання основи ведуть, замінюючи коробку будівлі або несучу стіну балочною системою на пружній основі. Успішне застосування цих методів в значній мірі залежить від вірної оцінки жорсткості конструкції.

Третя група методів об'єднує засоби оцінювання спільної роботи основи і верхньої будови, в яких жорсткість надфундаментних конструкцій враховується приблизно за допомогою корегувальних коефіцієнтів та класифікацій споруд за жорсткістю. Діючі норми [6] за міру жорсткості будівель і споруд приймають відношення довжини будівлі (або її відсіку) L до її висоти H : L/H .

Будівлі з жорсткою конструктивною схемою, маючи високу міцність і загальну просторову стійкість, забезпечують рівномірну деформацію системи основа - верхня будова і допускають збільшення граничних осідань споруд. Тому розрахунковий опір ґрунту основи під жорсткою будівлею може бути підвищений введенням коефіцієнта умов роботи γ_{c2} [6]. Для будівель з гнучкою конструктивною схемою $\gamma_{c2} = 1$.

Крім того, норми [6] при призначенні граничних значень деформацій основ ураховують чутливість будівель і споруд до нерівномірних осідань.

При курсовому проектуванні навантаження приймають без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови. При цьому збирання навантажень на фундамент робиться з вантажних площ у припущенні статичної визначеності надземних конструкцій.

При дипломному проектуванні навантаження на обрізі фундаменту можуть бути підраховані на основі статичного розрахунку каркасу будівлі або якогось іншого з названих вище методів.

При використанні алгоритмів, наведених в розділах 3 і 4, для розрахунку фундаментів всі вертикальні навантаження потрібно збирати на рівні обрізу (власна вага фундаменту враховується у процесі розрахунку основи), а моментні - на рівні підшви фундаменту.

Нижче наведені алгоритми збирання навантажень без урахування їх перерозподілу за рахунок піддатливості основи і жорсткості верхньої будови для будівель з такими конструктивними схемами: багатоповерхова безкаркасна, одноповерхова каркасна з крановим навантаженням, багатоповерхова каркасна. Такі схеми найчастіше зустрічаються на практиці.

2.6.2 Поєднання навантажень

Розрахунок конструкцій та основ за граничними станами першої і другої груп слід виконувати з врахуванням найбільш несприятливих поєднань навантажень чи відповідних їм зусиль. Ці поєднання встановлюються виходячи з аналізу реальних варіантів одночасної дії різних навантажень для розглянутої стадії роботи конструкції чи основи з врахуванням можливості появи різних схем прикладання тимчасових навантажень чи при відсутності деяких із навантажень.

При врахуванні поєднань, що включають постійні і не менше двох тимчасових навантажень, розрахункові значення тимчасових навантажень або відповідних їм зусиль слід помножити на коефіцієнти поєднань, які дорівнюють: для тривалих навантажень $\Psi_1 = 0,95$; для короткочасних $\Psi_2 = 0,9$ (в основних комбінаціях).

При врахуванні основних поєднань, які включають постійне навантаження і одне тимчасове, коефіцієнт поєднань не враховується.

При виконанні курсового проекту допускається не складати всі можливі варіанти поєднань навантажень, а порівняти 2-3 наперед відомі найбільш несприятливі для фундаментів поєднання.

2.6.3 Збір навантажень на фундаменти безкаркасної багатоповерхової споруди

Несучими елементами безкаркасної будівлі є стіни. Навантаження від стіни на фундамент збирається з одного погонного метра. Якщо стіна є зовнішньою і має віконні прорізи, то для уточнення ваги стіни, яка приходить на 1 п.м. фундаменту, навантаження збирається на ділянку стіни між осями віконних прорізів, а потім ділиться на відстань між ними. Несучі стіни сприймають навантаження від перекриттів, а самонесучі - тільки від власної ваги і вітру (якщо стіна зовнішня). На рис. 2.1 показані вантажні площі перекриттів для будівлі з поздовжніми несучими стінами. Поперечні несучі стіни у даному випадку вантажних площ не мають.

Будемо розглядати навантаження на фундаменти від несучих стін: зовнішньої і внутрішньої (навантаження на інші фундаменти будівлі можна зібрати аналогічно, але воно буде мати менше складових).

Збирання навантажень починаємо з постійних.

Вертикальні постійні навантаження

а) вага покриття:

$$N_{\text{покр. зовн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{зовн.}}, \text{ кН}; \quad (2.24)$$

$$N_{\text{покр. вн.}} = q_{\text{покр.}} \times A_{\text{вн.}}, \text{ кН}, \quad (2.25)$$

де $q_{\text{покр.}}$ - вага квадратного метра покриття, кН/м^2 ;

$A_{\text{зовн.}}$, $A_{\text{вн.}}$ - вантажні площі, відповідно, для зовнішньої і внутрішньої несучих стін, м^2 (рис. 2.1).

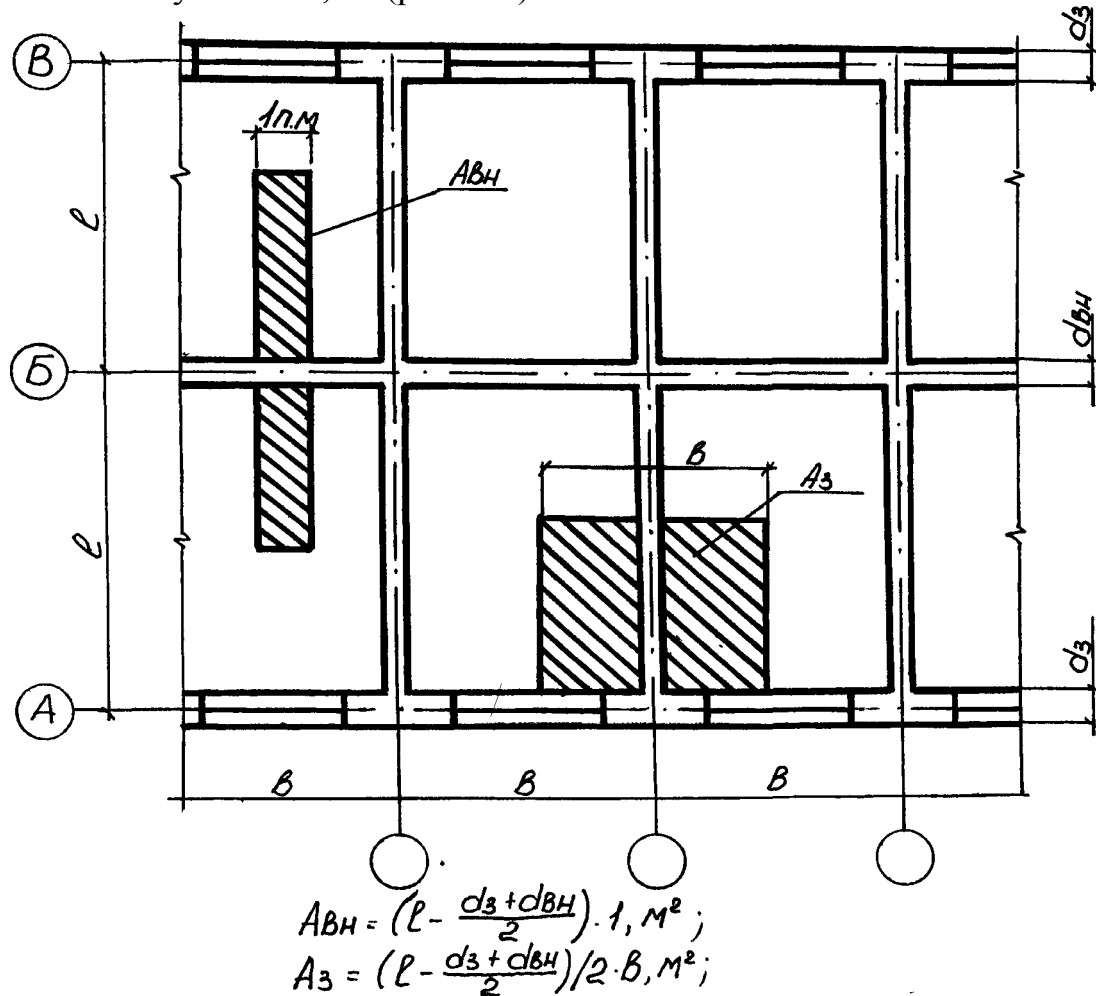


Рисунок 2.1 – Схематичний план будівлі та вантажні площі для розрахункових фундаментів

б) Вага перекриттів:

$$N_{\text{пер. зовн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{зовн.}} \times n, \text{ кН}; \quad (2.26)$$

$$N_{\text{пер. вн.}} = q_{\text{пер.}} \times A_{\text{вн.}} \times n, \text{ кН}, \quad (2.27)$$

де $q_{\text{пер.}}$ - вага квадратного метра перекриття, кН/м^2 ;

$A_{\text{зовн.}}$, $A_{\text{вн.}}$ - теж, що в формулах (2.24, 2.25);

n - кількість перекриттів, які передають навантаження на дану стіну;

в) вага зовнішньої стіни визначається безпосередньо як сума ваги елементів стіни, що входять в її ділянку довжиною b (рис.2.1) і висотою $H_{\text{зов.}}$ (висота зовнішньої стіни від карнизу до обрізу фундаменту, рис. 2.2). Для цегляної стіни її можна визначити за формулою:

$$N_{\text{ст. зов.}} = d_{\text{зов.}} \times (H_{\text{зов.}} \times b - S_{\text{прор.}}) \times \gamma_{\text{ст.}}, \text{ кН} \quad (2.28)$$

де $d_{\text{зов.}}$ - товщина зовнішньої стіни, м;

$S_{\text{прор.}}$ - площа віконних прорізів на ділянці стіни довжиною b і висотою $H_{\text{зов.}}$;

$\gamma_{\text{ст.}}$ - питома вага матеріалу стіни, кН/м^3 .

Для приблизних розрахунків (у навчальних проектах) навантаження на зовнішню несучу стіну можна збирати одразу на 1 п.м., а наявність віконних прорізів враховувати шляхом введення знижувального коефіцієнта, який залежить від кількості і площі вікон. Але у цьому випадку вантажна площа для зовнішньої стіни, так само як і для внутрішньої, буде мати ширину 1 м. Наприклад, вага зовнішньої стіни з площею вікон 40% від площі стіни:

$$N_{\text{ст. зовн.}} = d_{\text{зов.}} \times H_{\text{зов.}} \times \gamma_{\text{ст.}} \times 0,6, \text{ кН}, \quad (2.29)$$

г) вага віконного скла;

$$N_{\text{скл. зов.}} = g_{\text{скл.}} \times S_{\text{прор.}}, \text{ кН} \quad (2.30)$$

де $g_{\text{скл.}}$ - вага квадратного метра віконного скла, кН/м^2 ,

д) вага внутрішньої стіни:

$$N_{\text{ст. вн.}} = d_{\text{вн.}} \times H_{\text{вн.}} \times \gamma_{\text{ст.}}, \text{ кН}, \quad (2.31)$$

де $d_{\text{вн.}}$ - товщина внутрішньої стіни, м;

$H_{\text{вн.}}$ - висота внутрішньої стіни, м, (див. рис.2.2).

Горизонтальні постійні навантаження

а) тиск ґрунту на стіну підвалу (рис. 2.2):

- рівнодіюча активного тиску засипання ґрунту (E_A) згідно з відомою формулою Кулона:

$$E_A = \frac{\gamma \cdot d_b^2}{2} b \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (2.32)$$

де γ - середня питома вага ґрунту засипання, кН/м^3 ;

d_b - глибина підвалу від рівня планування, м ;

φ - розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту засипання, град.

Через те, що E_A прикладена вище підшви фундаменту, вона буде спричинювати на рівні підшви фундаменту згинаючий момент:

$$M_{\text{ґрунту}} = E_A \cdot h_A, \quad (2.33)$$

де h_A - плече рівнодіючої тиску ґрунту, яке дорівнює $h_A = \frac{1}{3} d_b + d_1$

(d_1 - глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу), м.

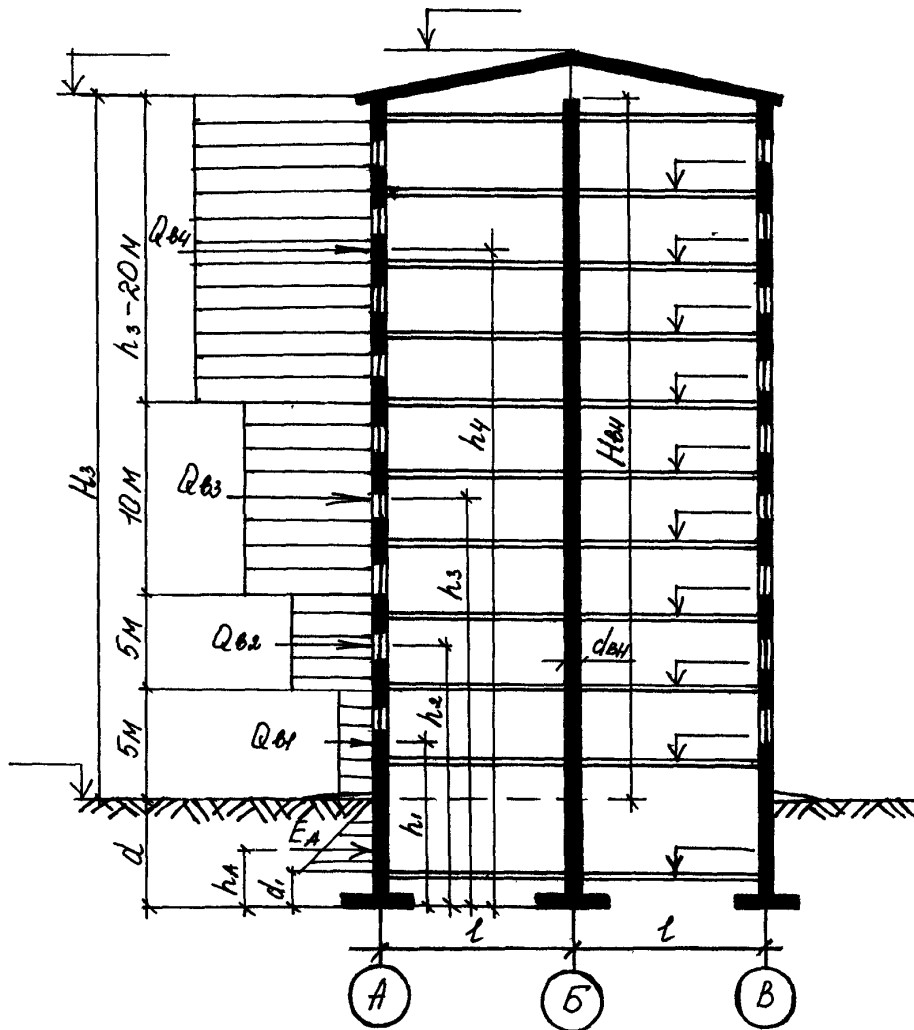


Рисунок 2.2 – Схема до визначення навантажень на фундаменти

Вертикальні тимчасові навантаження

а) вага перегородок:

$$N_{n-k, \text{зоб.}} = q_{n-k} A_{\text{зоб.}}, \text{ кН}; \quad (2.34)$$

$$N_{n-k, \text{вн.}} = q_{n-k} A_{\text{вн.}}, \text{ кН}, \quad (2.35)$$

де q_{n-k} - вага перегородок, приведена до одного квадратного метра площі, яку згідно з [8] необхідно приймати не менше $0,5 \text{ кН/м}^2$;

б) снігове навантаження:

$$N_{\text{сн. зоб.}} = S A_{\text{зоб.}}, \text{ кН}; \quad (2.36)$$

$$N_{\text{сн. вн.}} = S A_{\text{вн.}}, \text{ кН}; \quad (2.37)$$

де S - нормативне значення снігового навантаження на 1 м^2 вантажної площі, яке визначається за формулою

$$S = S_0 \mu, \text{ кН/м}^2, \quad (2.38)$$

де S_0 - вага снігового покриву на 1 м^2 горизонтальної поверхні землі, яка приймається згідно з вказівками п. 5.2 [8] кН/м^2 ;

μ - коефіцієнт переходу від ваги снігового покриву землі до снігового навантаження на покриття, який приймається згідно з вказівками п.п. 5.3-5.6 [8];

в) тимчасове навантаження на перекриття горища:

$$N_{\text{Горищ. зов.}} = q_{\text{Горищ.}} A_{\text{зов.}}, \text{ кН}; \quad (2.39)$$

$$N_{\text{Горищ. вн.}} = q_{\text{Горищ.}} A_{\text{вн.}}, \text{ кН.}, \quad (2.40)$$

де $q_{\text{Горищ.}}$ - навантаження на 1 м^2 перекриття горища, кН/м^2 , яке при відсутності спеціальних даних може прийматись за табл. 2.13;

г) тимчасове корисне навантаження на перекриття:

$$N_{\text{пер.зов.}}^{\text{тим.}} = q A_{\text{зов.}} n \Psi_n, \text{ кН}; \quad (2.41)$$

$$N_{\text{пер.вн.}}^{\text{тим.}} = q A_{\text{вн.}} n \Psi_n, \text{ кН}, \quad (2.42)$$

де q - нормативне рівномірно розподілене навантаження на перекриття, кН/м^2 , яке приймається згідно з завданням або за таблицею 2.13;

Ψ_n - коефіцієнт зниження навантаження, який знаходиться згідно з п.п. 3.8, 3.9 [8].

Горизонтальні тимчасові навантаження

а) навантаження від вітру:

На рис. 2.2 показана схема дії вітрового навантаження на вертикальну стіну. Згідно з [8], воно зростає з висотою ділянками. У межах кожної ділянки вважаємо вітрове навантаження рівномірно розподіленим по площі. Результуюча зосереджена сила для кожної ділянки:

$$Q_{\text{в1}} = \omega_0 k_1 c A_{\text{в1}}, \text{ кН}; \quad (2.43)$$

$$Q_{\text{в2}} = \omega_0 k_2 c A_{\text{в2}}, \text{ кН}; \quad (2.44)$$

$$Q_{\text{в3}} = \omega_0 k_3 c A_{\text{в3}}, \text{ кН}; \quad (2.45)$$

$$Q_{\text{в4}} = \omega_0 k_4 c A_{\text{в4}}, \text{ кН}; \quad (2.46)$$

де ω_0 - нормативне значення тиску вітру, яке приймається для заданого району відповідно до вказівок п. 6.4 [8];

k_1, k_2, k_3, k_4 - коефіцієнти, які враховують зміну тиску вітру в залежності від висоти над поверхнею землі і типу місцевості, п. 6.5 [8];

c - аеродинамічний коефіцієнт, який приймається відповідно до вказівок п. 6.6 [8];

$A_{\text{в1}}, A_{\text{в2}}, A_{\text{в3}}, A_{\text{в4}}$ - вертикальні вантажні площі, м^2 :

$$A_{\text{в1}} = b_5, \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{в2}} = b_5, \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{в3}} = b_{10}, \text{ м}^2;$$

$$A_{\text{в4}} = b(h_3 - 20), \text{ м}^2; \text{ (див. рис. 2.2).}$$

Таблиця 2.13 - Нормативні рівномірно-розподілені навантаження на перекриття та сходи [табл.3, 8]

Будівлі та приміщення	Нормативні значення навантажень, кПа	
	повне	знижене
1	2	3
1.Квартири житлових будинків, спальні приміщення, дитячі дошкільні заклади, житлові приміщення будинків відпочинку та пансіонатів, гуртожитків і готелів, палати лікарень та санаторіїв, тераси	1,5	0,3
2.Службові приміщення адміністративного, інженерно-технічного, наукового персоналу організацій і установ, класні приміщення установ освіти, побутові приміщення (гардероби, душові, умивальні, туалети) промислових підприємств, суспільних будівель та споруд	2,0	0,7
3.Кабінети і лабораторії установ охорони здоров'я, освіти, науки; приміщення електронно-обчислювальних машин; кухні суспільних будівель; технічні поверхи; підвальні приміщення	не менше 2,0	не менше 1,0
4. Зали:		
а) читальні	2,0	0,7
б) обідні (в кафе, ресторанах, столових)	3,0	1,0
в) зборів і нарад, чекання, глядачеві та концертні, спортивні	4,0	1,4
г) торгові, виставочні, експозиційні	не менше 4,0	не менше 1,4
5. Книгосховища, архіви	не менше 5,0	не менше 5,0
6. Сцени видовищних підприємств	не менше 5,0	не менше 1,8
7. Трибуни:		
а) із закріпленими сидіннями	4,0	1,4
б) для стоячих глядачів	5,0	1,8
8. Приміщення горищ	0,7	-
9. Покриття на ділянках:		
а) з можливим накопиченням людей (котрі виходять з виробничих приміщень, залів, аудиторій тощо)	4,0	1,4
б) які використовуються для відпочинку	1,5	0,5
в) інші	0,5	-

Продовження таблиці 2.13

1	2	3
10. Балкони (лоджії) з урахуванням навантаження: а) рівномірного на ділянці шириною 0,8 м уздовж огорожі б) суцільного рівномірного по площі балкону (лоджії), дія якого більш несприятлива, ніж за позицією 10,а.	4,0 2,0	1,4 0,7
11. Ділянки обслуговування і ремонту обладнання у виробничих приміщеннях	не менше 1,5	-
12. Вестибюлі, фойє, коридори, сходи, які примикають до приміщень у позиціях: а) 1, 2 та 3 б) 4, 5, 6 та 11 в) 7	3,0 4,0 5,0	1,0 1,4 1,8
13. Перони вокзалів	4,0	1,4
14. Приміщення для худоби: а) дрібної б) великої	не менше 2,0 не менше 5,0	не менше 0,7 не менше 1,8

Горизонтальне вітрове навантаження перерозподіляється за рахунок жорсткості верхньої будови та піддатливості основ і передається на фундаменти у вигляді згинальних моментів, поперечних і поздовжніх сил.

В курсовому і дипломному проектуванні допускається приблизна методика визначення впливу вітрових навантажень на фундаменти зовнішніх стін, яка полягає в тому, що:

- визначають моменти від кожної складової навантаження відносно центра ваги підшви фундаменту (у припущенні, що стіна - консольна балка, яка жорстко защемлена у ґрунті):

$$M_{B1} = Q_{B1}h_1, \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.47)$$

$$M_{B2} = Q_{B2}h_2, \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.48)$$

$$M_{B3} = Q_{B3}h_3, \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.49)$$

$$M_{B4} = Q_{B4}h_4, \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.50)$$

де h_1, h_2, h_3, h_4 - плечі сил $Q_{B1}, Q_{B2}, Q_{B3}, Q_{B4}$ відносно підшви фундаменту (рис. 2.2);

- визначають сумарний момент від вітрового навантаження:

$$M_B = M_{B1} + M_{B2} + M_{B3} + M_{B4}; \quad (2.51)$$

- вважаючи, що сумарний момент привантажує зовнішню стіну, що знаходиться з підвітряного боку будинку, визначають вертикальне навантаження на її фундамент:

$$N_B = M_B / (2 \cdot L), \text{ кН}, \quad (2.52)$$

де L - прогін будівлі (див. рис. 2.2).

Зібрані навантаження для зручності складення поєднань доцільно звести в таблицю, прикладом якої є таблиця 2.14.

Слід пам'ятати, що для зовнішньої стіни, вантажна площа якої прийнята в осях віконних прорізів (рис. 2.1), при підсумовуванні поздовжніх сил треба перейти до погонного навантаження на фундамент:

$$N = \sum N_{\text{зов.}} / b, \text{ кН/м} \quad (2.53)$$

Таблиця 2.14 - Навантаження на фундаменти під зовнішню та внутрішню стіни

Вид навантаження	Одиниця виміру	Нормативне значення навантаження		γ_f	Розрахункове значення навантаження	
		від зовн. стіни	від внутр. стіни		від зовн. стіни	від внутр. стіни
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{\text{покр.зов.}}$	$N_{\text{покр.вн.}}$	1,2	$1,2N_{\text{покр.зов.}}$	$1.2N_{\text{покр.вн.}}$
Вага перекриття	кН	$N_{\text{пер.зов.}}$	$N_{\text{пер.вн.}}$	1,1	$1,1N_{\text{покр.зов.}}$	$1.1N_{\text{покр.вн.}}$
Вага стіни	кН	$N_{\text{ст.зов.}}$	$N_{\text{ст.вн.}}$	1,1	$1,1N_{\text{покр.зов.}}$	$1.1N_{\text{покр.вн.}}$
Вага віконного скла	кН	$N_{\text{скл.зов.}}$	-	1,1	$1,1N_{\text{покр.зов.}}$	-
Тимчасові вертикальні						
Вага перегородок	кН	$N_{\text{п-к.зов.}}$	$N_{\text{п-к.вн.}}$	1,3	$1,3N_{\text{п-к.зов.}}$	$1,3N_{\text{п-к.вн.}}$
Вага снігу	кН	$N_{\text{сн.зов.}}$	$N_{\text{сн.вн.}}$	1,4	$1,4N_{\text{сн.зов.}}$	$1,4N_{\text{сн.вн.}}$
Навантаження від вітру	кН	$N_{\text{в}}$	-	1,4	$1,4N_{\text{в}}$	-
Корисне навантаження	кН	$N_{\text{пер.зов.}}^{\text{тим.}}$	$N_{\text{пер.вн.}}^{\text{тим.}}$	п.3.7 [2]	$\gamma_f \times N_{\text{пер.зов.}}^{\text{тим.}}$	$\gamma_f \times N_{\text{пер.вн.}}^{\text{тим.}}$
Постійні моменти		$M_{\text{грунт.}}$	-	1,15	$1,15M_{\text{грунт.}}$	-
Від тиску ґрунту на стіну підвалу	кН м					

Через те, що усі тимчасові навантаження дають на фундаменти вертикальні зусилля, то найбільш несприятливим поєднанням навантажень при такій схемі будівлі (рис. 2.1, 2.2) буде їх сума. В зв'язку з цим інші можливі поєднання не складаємо.

Кількість тимчасових навантажень більше двох, тому додавання їх ведемо з урахуванням коефіцієнтів поєднань (вважаючи будинок житловим). Використовуючи табл. 2.14, маємо:

$$N_{\text{зов.}} = \sum N_{i, \text{зов.}}^{\text{пост.}} + 0,95 N_{\text{п-к.зов.}} + 0,9 (N_{\text{сн.зов.}} + N_{\text{в}} + M_{\text{пер.зов.}}^{\text{тим.}}); \quad (2.54)$$

$$M_{\text{зов.}} = M_{\text{грунту}}; \quad (2.55)$$

$$N_{\text{вн.}} = \sum N_{i, \text{вн.}}^{\text{пост.}} + 0,95 N_{\text{п-к.вн.}} + 0,9 (N_{\text{сн.вн.}} + N_{\text{в}} + M_{\text{пер.вн.}}^{\text{тим.}}); \quad (2.56)$$

$$M_{\text{вн.}} = 0. \quad (2.57)$$

2.6.4 Збирання навантажень на фундаменти одноповерхової промислової будівлі з кранами

Одноповерхова промислова будівля має частіше за все каркасну схему, в якій несучими елементами, що передають навантаження на фундаменти, є колони (залізобетонні або металеві). Схематичний план такої будівлі з прольотами l_1 і кроком колон l_2 показаний на рис. 2.3.

Покажемо порядок збирання навантажень на окремі фундаменти під середню і крайню рядові колони. Колони і фундаменти навантажуються від вантажної площі покриття, яка показана на рис. 2.3 для зазначених колон.

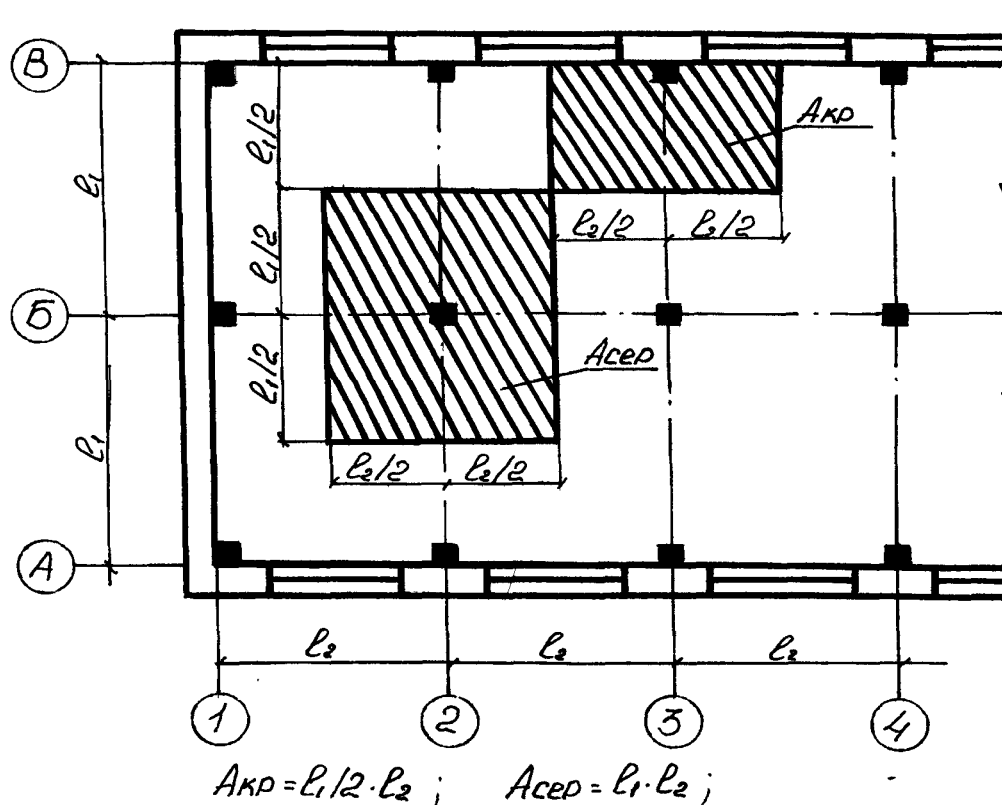


Рисунок 2.3 – Схематичний план будівлі та вантажні площі для розрахункових фундаментів

Вертикальні постійні навантаження

а) вага покриття:

$$N_{\text{покр.,кр.}} = q_{\text{покр.}} A_{\text{кр.}}, \text{ кН}; \quad (2.58)$$

$$N_{\text{покр.,сер.}} = q_{\text{покр.}} A_{\text{сер.}}, \text{ кН}, \quad (2.59)$$

де $q_{\text{покр.}}$ - вага 1 м^2 покриття, кН/м^2 ;

$A_{\text{кр.}}$, $A_{\text{сер.}}$ - вантажні площі відповідно для крайньої і середньої колон, м^2 (рис.2.3);

б) вага кроквяної ферми (балки):

$$N_{\text{ф.кр.}} = N_{\text{ф.}}/2, \text{ кН}; \quad (2.60)$$

$$N_{\text{ф.сер.}} = N_{\text{ф.}}, \text{ кН}, \quad (2.61)$$

де $N_{\text{ф.}}$ - вага ферми (балки) за каталогом, кН (при необхідності треба враховувати і власну вагу підкроквяних конструкцій);

в) вага колони для наскрізних залізобетонних, а також металевих колон знаходиться за каталогом, а для суцільних залізобетонних колон може бути знайдена приблизно:

$$N_{\text{кол.кр.}} = A_{\text{кол.кр.}} H_{\text{кол.кр.}} \gamma_{\text{зб.}}, \text{ кН}; \quad (2.62)$$

$$N_{\text{кол.сер.}} = A_{\text{кол.сер.}} H_{\text{кол.сер.}} \gamma_{\text{зб.}}, \text{ кН}, \quad (2.63)$$

де $A_{\text{кол.кр.}}$, $A_{\text{кол.сер.}}$ - площі поперечного перерізу, відповідно, крайньої та середньої колон, м^2 ;

$H_{\text{кол.кр.}}$, $H_{\text{кол.сер.}}$ - висота колон, м ;

$\gamma_{\text{зб.}} = 25 \text{ кН/м}^3$ – питома вага залізобетону (для несучих елементів);

г) вага підкранової балки та підкранової колії:

$$N_{\text{п.б.,кр.}} = N_{\text{п.б.}}, \text{ кН}; \quad (2.64)$$

$$N_{\text{п.б.,сер.}} = 2N_{\text{п.б.}}, \text{ кН}, \quad (2.65)$$

де $N_{\text{п.б.}}$ - вага підкранової балки і підкранової колії, яка знаходиться за каталогом;

д) вага фундаментної балки:

$$N_{\text{ф.б.,кр.}} = N_{\text{ф.б.}}, \text{ кН}, \quad (2.66)$$

де $N_{\text{ф.б.}}$ - вага фундаментної балки, яка знаходиться за каталогом;

е) вага стіни може визначатись:

- при панельних стінах - як сума ваги окремих панелей (визначених за каталогом), які розташовані у межах площі $l_2 \times H_{\text{ст.}}$, де $H_{\text{ст.}}$ - висота стіни;

- при цегляних стінах - за формулою (2.28), підставляючи замість "b" крок колон l_2 .

При приблизних розрахунках вагу стіни можна визначити з урахуванням, як у формулі (2.29), коефіцієнта, що залежить від долі площі віконних проїзів.

Так, при 40% засклення:

$$N_{\text{ст.,кр.}} = q_{\text{ст.}} l_2 H_{\text{ст.}} 0,6, \text{ кН}, \quad (2.67)$$

де $q_{\text{ст.}}$ - вага 1 м² стіни, кН/м²;

ж) вага засклення визначається за формулою (2.30).

Горизонтально діючих постійних навантажень в одноповерхових промислових будівлях, як правило, не буває, але вертикальні сили від ваги стіни, засклення, фундаментної і підкранової балок прикладені з ексцентриситетом відносно центра ваги фундаменту, який у більшості випадків збігається з центром ваги колони (рис. 2.4 і 2.7). Це приводить до виникнення згинальних моментів, діючих на фундамент. В дипломних проектах для визначення цих моментів слід провести статичний розрахунок поперечної рами будівлі. В курсових проектах допускається приблизне визначення указаних моментів без урахування перерозподілу за рахунок жорсткості каркасу.

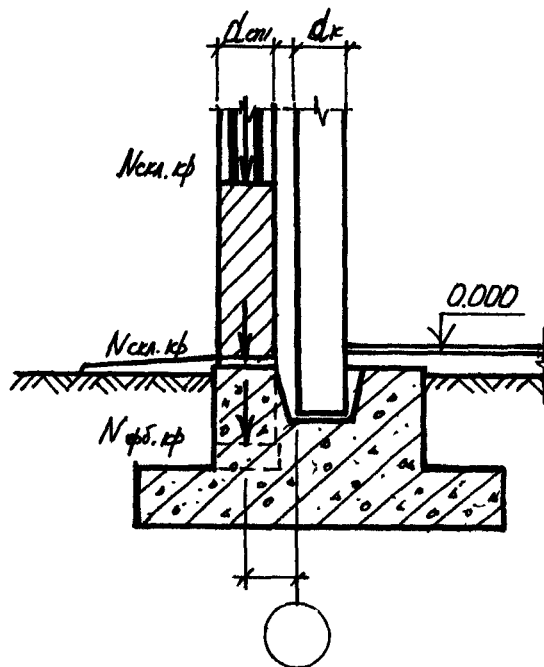


Рисунок 2.4 – Схема до розрахунку моменту від ваги стіни, ваги скла та фундаментної балки

Наприклад, для крайньої колони:

$$M_{\text{ст.}} = (N_{\text{ст.,кр.}} + N_{\text{скл.,кр.}} + N_{\text{ф.б.,кр.}}) \times (d_{\text{ст.}} + d_{\text{к.}}) / 2 - N_{\text{п.б.кр.}} (0,75 - d_{\text{к.}} / 2), \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.68)$$

де $d_{\text{ст.}}$ - товщина стіни, м;

$d_{\text{к.}}$ - поперечний розмір колони, м (рис. 2.4 і 2.7).

Для середньої колони при приблизних розрахунках і рівності ваги підкранових балок у сусідніх прольотах можна вважати, що згинальних моментів від постійних навантажень не виникає.

Вертикальні тимчасові навантаження

а) снігове навантаження підраховується за формулами (2.36), (2.37) з урахуванням вантажних площ для крайньої і середньої колон;

б) при наявності в будівлі робочих площадок, що передають навантаження на розрахунковий фундамент, ураховується корисне навантаження на них за аналогією за формулами (2.41), (2.42);

в) кранове навантаження (від мостових кранів).

Вертикально діючим крановим навантаженням буде тиск колеса крана, який стоїть безпосередньо над розрахунковою колоною (фундаментом). Якщо кількість кранів в прольоті два і більше, то підраховують тиск від коліс двох спарованих кранів на кожній колії, які впливають на зусилля, що передається на зазначену колону (рис. 2.6):

$$D_{\max} = F_{n\max} \sum \psi, \text{ кН}, \quad (2.69)$$

де $F_{n\max}$ - найбільше нормативне вертикальне зусилля від колеса крана на рейку, яке приймається за стандартами на крани (табл.2.15);

$\Sigma \psi$ - сума ординат ліній впливу (рис. 2.6);

ψ - коефіцієнт поєднання, який приймається при врахуванні навантажень від двох кранів дуже важкого та важкого режимів роботи 0,95, середнього та легкого режимів роботи - 0,85, а при врахуванні навантажень від чотирьох кранів - відповідно 0,8 та 0,7.

При врахуванні суміщення в одному створі кранів різних прольотів (наприклад, для середньої колони) приймають не більше чотирьох несприятливих за впливом кранів.

Якщо в будівлі є підвісні крани, то навантаження від них підраховується згідно з п. 4.12 [8].

Через те, що тиск коліс крана прикладений з ексцентриситетом відносно центра ваги фундаменту, то треба підрахувати згинальний момент, який буде діяти на фундамент. Він визначається або за допомогою статичного розрахунку рами будівлі, або за приблизною формулою:

$$M_{\text{к.,кр.}} = D_{\text{max.кр.}}(0,75 - d_{\text{к}}/2), \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.70)$$

$$M_{\text{к.,сер.}} = D_{\text{max.сер.}} \times 0,75, \text{ кН}\cdot\text{м} \text{ (рис. 2.7)} \quad (2.71)$$

Горизонтальні тимчасові навантаження

а) навантаження від вітру.

При розрахунках поперечної рами будівлі необхідно визначати вітрове навантаження як з повітряної, так і з підвітряної сторін будівлі. На стояки рами (колони) тиск вітру може передаватись як у вигляді рівномірно розподіленого, так і зосередженого навантаження (рис. 2.5).

По висоті стояка рами рівномірно розподілене вітрове навантаження приймається прикладеним до рівня нижнього пояса ригеля, розташоване вище навантаження замінюється зосередженою силою, прикладеною на

рівні нижнього пояса ригеля. Величина зосередженої сили визначається за формулами:

$$W = \omega h_{\text{ш}} l_2, \text{ кН}; \quad (2.72)$$

$$W' = \omega h_{\text{ш}} l_2, \text{ кН}, \quad (2.73)$$

де $h_{\text{ш}}$ - висота від нижнього поясу ригеля до верхньої лінії будівлі.

Навантаження на фундаменти від вітру визначається шляхом статичного розрахунку рами будівлі.

При курсовому проектуванні допускається визначати вітрове навантаження приблизно в припущенні, що колона - стержень, жорстко защемлений у фундаменті з вільним верхнім кінцем (рис.2.5).

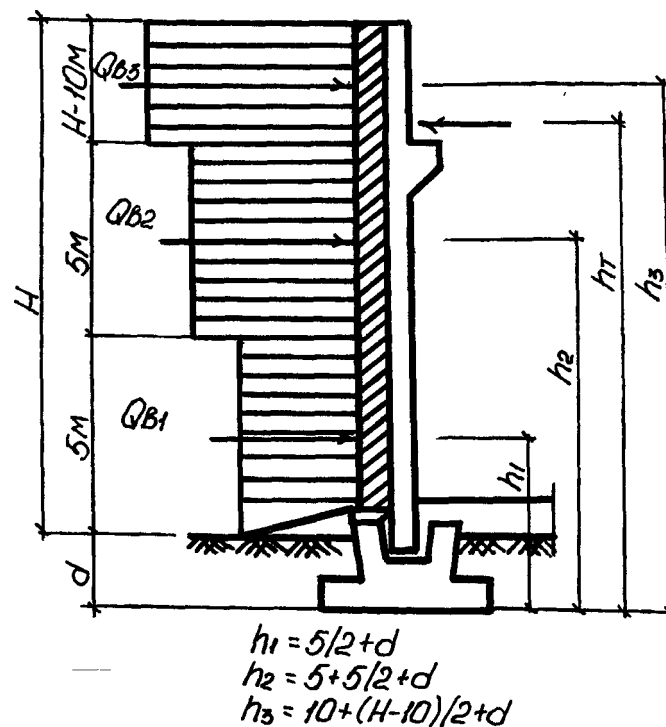


Рисунок 2.5 – Передавання тиску вітру на стояки рами

У межах кожної ділянки навантаження по висоті за формулами (2.43) - (2.45) знаходять результуючу зосереджену силу, відповідно, Q_{B1} , Q_{B2} , Q_{B3} , Q_{B4} . При цьому вантажні площі для кожної з ділянок:

$$A_{B1} = l_2 \times 5, \text{ м}^2; \quad (2.74)$$

$$A_{B2} = l_2 \times 5, \text{ м}^2; \quad (2.75)$$

$$A_{B3} = l_2 \times (H - 10), \text{ м}^2. \quad (2.76)$$

Згинальні моменти від кожної складової навантаження відносно центра ваги підосви фундаменту знаходять за формулами (2.47) - (2.49), а сумарний момент - за формулою (2.51);

б) кранові навантаження

Колеса мостових кранів створюють не тільки вертикальний тиск на підкранові рейки, але і горизонтальний тиск, спричинений гальмуванням

візка крана (поперек прогону) і гальмуванням моста крана (вздовж прогону).

Горизонтальний тиск від одного колеса крана при гальмуванні візка:

- для кранів з гнучким підвісом ваги:

$$T_k = 0,05(Q + G_{ct})/n_0, \text{ кН}; \quad (2.77)$$

для кранів з жорстким підвісом ваги:

$$T_k = 0,1(Q + G_{ct})/n_0, \text{ кН}, \quad (2.78)$$

де Q - вантажопідйомність крана;

G_{ct} - вага візка;

n_0 - кількість коліс з однієї сторони крана.

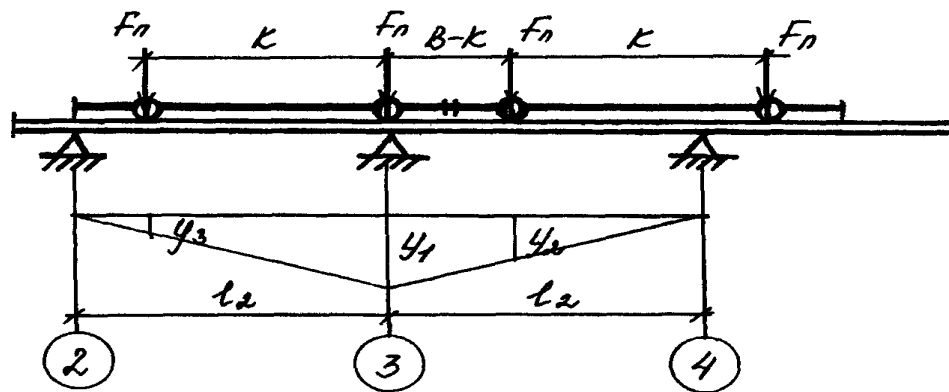


Рисунок 2.6 – Розрахункова схема до визначення кранового навантаження

Горизонтальна сила, яка передається на колону від сил T_k (рис.2.6):

$$T = T_k \sum y \Psi, \text{ кН}, \quad (2.79)$$

де $\sum y, \Psi$ - те ж, що і в формулі (2.69).

Горизонтальна сила, яка діє вздовж прольоту (від гальмування моста крана):

$$T_{кп} = 0,1 \times 0,05 \times F_{n\max} n_0, \text{ кН}, \quad (2.80)$$

де n_0 – те ж, що і в формулах (2.77), (2.78).

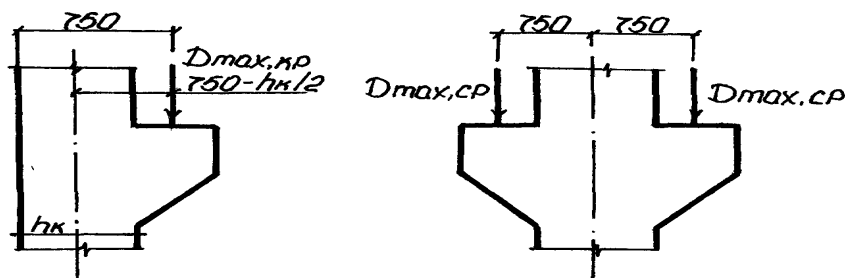


Рисунок 2.7 – Схема прикладення кранового навантаження

При приблизних розрахунках згинальні моменти від сил T , $T_{кп}$ на рівні підшви фундаменту можна визначати за формулами:

$$M_T = T \times h_T, \text{ кН}\cdot\text{м}, (\text{рис. 2.5}); \quad (2.81)$$

$$M_{Tp} = T_{кп} h_T / n_p, \text{ кН}\cdot\text{м}, (\text{рис. 2.5}); \quad (2.82)$$

де n_p - кількість колон вздовж прольоту.

Так само, як і у п.2.6.3, всі навантаження на означені фундаменти зручно звести в таблицю 2.16. У таблицю не ввійшли величини поперечних сил, які діють на фундаменти, тому що в спорудах даного типу горизонтальні навантаження на фундаменти не перевищують 1/10 вертикального навантаження, тому їх можна не враховувати.

Таблиця 2.16 - Зведена таблиця навантажень на фундаменти під крайню та середню колони

Вид навантаження	Одиниця виміру	Нормативне значення навантаження на фундамент		γ_f	Розрахункове значення навантаження на фундамент	
		крайній	середній		крайній	середній
1	2	3	4	5	6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{\text{покр.кр.}}$	$N_{\text{покр.сер.}}$	1,2	$1,2N_{\text{покр.кр.}}$	$1,2N_{\text{покр.сер.}}$
Вага ферми (балки)	кН	$N_{\text{ф.кр.}}$	$N_{\text{ф.сер.}}$	1,05 (1,1)	$1,05N_{\text{ф.кр.}}$	$1,05 N_{\text{ф.сер.}}$
Вага колони	кН	$N_{\text{кол.кр.}}$	$N_{\text{кол.сер.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{кол.кр.}}$	$1,1 N_{\text{кол.сер.}}$
Вага підкранової балки та підкранової колії	кН	$N_{\text{п.б.кр.}}$	$N_{\text{п.б.сер.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{п.б.кр.}}$	$1,1 N_{\text{п.б.сер.}}$
Вага фундаментної балки	кН	$N_{\text{ф.б.кр.}}$	-	1,1	$1,1 N_{\text{ф.б.кр.}}$	-
Вага стіни	кН	$N_{\text{ст.кр.}}$	-	1,2	$1,2 N_{\text{ст.кр.}}$	-
Вага засклення.	кН	$N_{\text{скл.кр.}}$	-	1,2	$1,2N_{\text{скл.кр.}}$	-
Тимчасові вертикальні						
Вага снігу	кН	$N_{\text{сн.кр.}}$	$N_{\text{сн.сер.}}$	1,4	$1,4 N_{\text{сн.кр.}}$	$1,4 N_{\text{сн.сер.}}$
Тиск коліс кранів	кН	$D_{\text{тах.кр.}}$	$D_{\text{тах.сер.}}$	1,1	$1,1 D_{\text{тах.кр.}}$	$1,1 D_{\text{тах.сер.}}$
Постійні згинальні моменти						
Момент від ваги стіни та інших конструкцій	кНм	$M_{\text{ст}}$	-	1,1	$1,1 M_{\text{ст}}$	-
Тимчасові згинальні моменти						

Продовження таблиці 2.16

1	2	3	4	5	6	7
Момент вітрового навантаження	кН·м	$M_{в.кр.}$	$M_{в.сер.}$	1,4	$1,4 M_{в.кр.}$	$1,4 M_{в.сер.}$
Момент від тиску колеса крана	кН·м	$M_{к.кр.}$	$M_{к.сер.}$	1,1	$1,1 M_{к.кр.}$	$1,1 M_{к.сер.}$
Момент від гальмування візка крана	кН·м	$M_{т.к.р.}$	$M_{т.сер.}$	1,4	$1,4 M_{т.к.р.}$	$1,4 M_{т.сер.}$
Момент від гальмування моста крана	кН·м	$M_{тп.к.р.}$	$M_{тп.сер.}$	1,4	$M_{тп.к.р.}$	$1,4 M_{тп.сер.}$

При виборі найбільш несприятливого поєднання навантажень для фундаментів одноповерхової промислової будівлі повинні розглядатися два основних типи поєднань:

1) максимальне значення поздовжньої сили і відповідне значення згинального моменту (за абсолютною величиною, незалежно від напрямку, в якому він діє);

2) максимальне значення згинального моменту (за абсолютною величиною) і відповідне значення поздовжньої сили.

В дипломному проектуванні фундаменти повинні перевірятись на дію обох цих поєднань.

В курсовому проектуванні допускається приймати як найбільш несприятливе одне поєднання, в якому діє найбільша поздовжня сила. Для вибору такого поєднання рекомендується накреслити схему дії можливих згинальних моментів (рис.2.8).

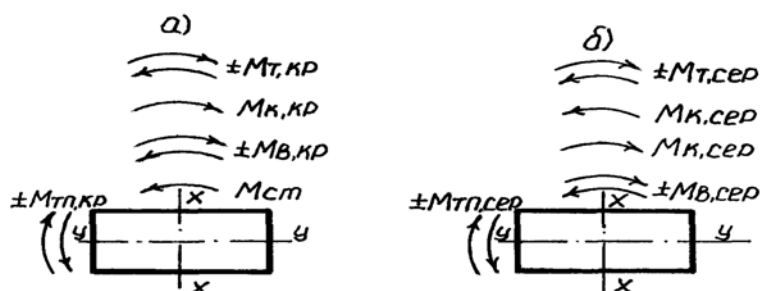


Рисунок 2.8 - Схема дії згинальних моментів на фундаменти крайньої (а) та середньої (б) колон

Перелік навантажень, які діють на крайню та середню колони, приведений в табл. 2.16.

Складемо поєднання зусиль для фундаменту крайньої колони. Найбільша поздовжня сила буде сумою усіх поздовжніх сил, які діють на фундамент від окремих видів навантаження, з урахуванням коефіцієнтів поєднань.

$$N_{кр.} = \sum N_{i.кр.}^{пост.} + 0,9N_{сн.кр.} + 0,9D_{max.кр.}, \text{ кН.} \quad (2.83)$$

Для того, щоб знайти відповідне максимальне значення згинального моменту складемо комбінацію навантажень, які дають максимальне додатне і від'ємне значення М.

Поєднання 1: сила гальмування візка направлена вправо (в середину прогону), вітер дує зліва (рис. 2.8,а). Вважаючи додатним напрямом згинального моменту за годинниковою стрілкою, одержимо:

$$M_{кр.х} = - M_{ст.} + 0,9 (M_{в.кр.} + M_{к.кр.} + M_{т.,кр.}), \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.84)$$

$$M_{кр.,у.} = M_{тп.кр.}, \text{ кН}\cdot\text{м.} \quad (2.85)$$

Поєднання 2: Сила гальмування візка крана направлена вліво (з прогону), вітер справа:

$$M_{кр.х} = - M_{ст.} + 0,9 (-M_{в.кр.} + M_{к.кр.} - M_{т.,кр.}), \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.86)$$

$$M_{кр.,у.} = M_{тп.кр.}, \text{ кН}\cdot\text{м.} \quad (2.87)$$

До розрахунку приймається те поєднання, де абсолютне значення згинального моменту буде найбільшим.

Для фундаменту середньої колони найбільша поздовжня сила буде діяти у тому випадку, коли є всі (табл. 2.16) види навантажень і мостові крани знаходяться в обох суміжних прольотах:

$$N_{сер.} = \sum N_{i,сер.}^{пост.} + 0,9(N_{сн.сер.} + 2D_{max.сер.}), \text{ кН.} \quad (2.88)$$

Відповідне значення згинального моменту одержимо, коли сила гальмування візка крана і вітрове навантаження діють у сторону того прогону, де знаходяться мостові крани з більшою вантажопідйомністю:

$$M_{сер.,к} = 0,9 (M_{в.сер.} + M_{к.сер1.} - M_{к.сер2.} + M_{т.,сер1.}), \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.89)$$

$$M_{сер.,у.} = M_{тп.сер1.}, \text{ кН}\cdot\text{м}, \quad (2.90)$$

де $M_{к.сер1.}$, $M_{т.сер1.}$, $M_{тп.,сер1.}$ - моменти від тиску колеса, гальмування візка і гальмування моста крана в прольоті, де знаходяться крани більшої вантажопідйомності;

$M_{к,сер.}$ - момент від тиску колеса крана в протилежному прольоті.

2.6.5 Збір навантажень на фундаменти багатоповерхової каркасної споруди

Покажемо порядок збору навантажень на окремі фундаменти під середню і крайню колони. Вантажні площі перекриттів і покриття для таких будівель визначаються так само, як і для одноповерхової каркасної будівлі (рис. 2.3).

Вертикальні постійні навантаження

а) вага покриття визначається за формулами (2.58), (2.59);

б) вага перекриттів визначається за формулами (2.26), (2.27);

в) вага зовнішньої стіни визначається згідно з рекомендаціями п.2.6.3 за формулою (2.28) із заміною величини "b" на крок колон l_2 або за приблизною формулою з урахуванням певного процента засклення. Припустимо, при площі вікон 40% від площі стіни:

$$N_{\text{ст.кр.}} = d_{\text{зов.}} \gamma_{\text{ст.}} l_2 H_{\text{зов.}} 0,6, \text{ кН}; \quad (2.91)$$

г) вага віконного скла визначається за формулою (2.30);

д) вага внутрішньої стіни:

$$N_{\text{ст.,сер.}} = d_{\text{вн.}} \gamma_{\text{ст.}} l_2 H_{\text{вн.}}, \text{ кН}, \quad (2.92)$$

де $d_{\text{вн.}}$, $\gamma_{\text{ст.}}$, $H_{\text{вн.}}$ - те ж, що і в формулі (2.32);

е) вага фундаментної балки визначається за формулою (2.66);

ж) вага ригелів

$$N_{\text{р.,кр.}} = n \times N_{\text{р.}}/2, \text{ кН (при розкладанні ригелів поперек прольоту } l_1); \quad (2.93)$$

$$N_{\text{р.,сер.}} = n N_{\text{р.}}, \text{ кН}, \quad (2.94)$$

де $N_{\text{р.}}$ - вага ригеля, кН, яка знаходиться за каталогом;

з) Вага колони знаходиться за каталогом або за приблизними формулами (2.62), (2.63).

Через те, що вага зовнішньої стіни, фундаментної балки, а також вага ригелів і плит перекриттів (рис. 2.4) передається на крайню колону з ексцентриситетом, вони будуть викликати наявність згинальних моментів на опорах. При приблизних розрахунках (без урахування перерозподілу зусиль за рахунок жорсткості каркаса) указані моменти можна визначати за формулами:

- момент від ваги зовнішньої стіни, засклення і фундаментної балки (рис.2.4):

$$M_{\text{ст.кр.}} = (N_{\text{ст.кр.}} + N_{\text{скл.кр.}} + N_{\text{ф.б.кр.}}) \times (d_{\text{ст.}} + d_{\text{к}})/2, \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.95)$$

- моменти сил, які діють на консолях колони (див. рис. 2.9):

$$M_{\text{к.кр.}} = (N_{\text{пер.кр.}} + N_{\text{р.кр.}}) \times (h_{\text{к}} + l_{\text{конс.}})/2, \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (2.96)$$

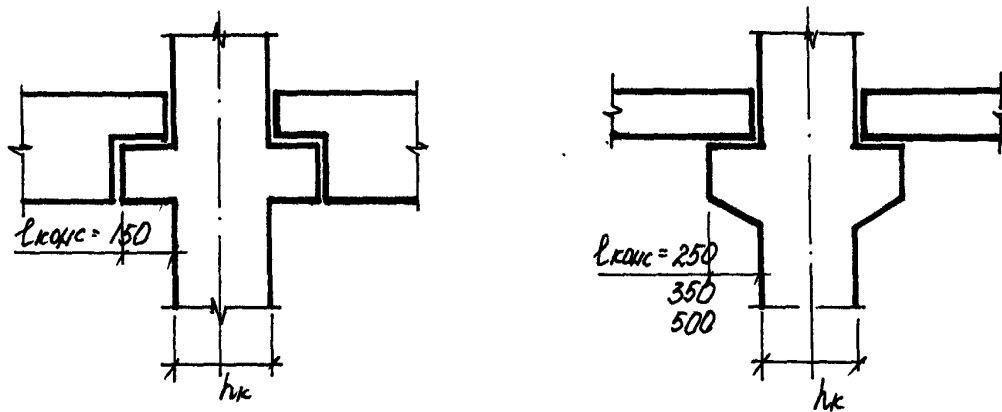


Рисунок 2.9 - Конструкції консолей

Горизонтальні постійні навантаження

а) тиск ґрунту на стіну підвалу знаходиться за формулами (2.32) і (2.33) з заміною відстані між осями вікон "b" на крок колон "l₂".

Вертикальні тимчасові навантаження

а) вага перегородок знаходиться за формулами (2.34) - (2.35);
 б) снігове навантаження - за формулами (2.36) - (2.38);
 в) тимчасове корисне навантаження на перекриття поверхів і горища знаходиться за формулами (2.39) - (2.42).

Від тимчасових навантажень на перекриття по аналогії з їх власною вагою на фундаменти буде передаватись згинальний момент (при консольному з'єднанні ригеля з колоною):

$$M_{\text{к.кр.}}^{\text{тим.}} = (N_{\text{п-к.кр.}} + N_{\text{пер.кр.}}^{\text{тим.}}) (h_{\text{к}} + l_{\text{конс.}}) / 2, \text{ кН} \cdot \text{м}. \quad (2.97)$$

Горизонтальні тимчасові навантаження

а) навантаження від вітру знаходять згідно з рис. 2.10 і формулами (2.43) - (2.51).

Сумарний момент від вітрового навантаження $M_{\text{в}}$ при приблизних розрахунках розподіляють між колонами поперечника умовно, пропорційно висоті перерізу колон ($h_{\text{к}}$). При рівній висоті перерізу колон

$$M_{\text{в.кр.}} = M_{\text{в.сер.}} = M_{\text{в.}} / n_{\text{кол.}}, \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad (2.98)$$

де $n_{\text{кол.}}$ - кількість колон в поперечнику.

Зібрані навантаження зводяться у таблицю 2.17.

Найбільш несприятливим поєднанням навантажень для фундаментів багатоповерхової каркасної будівлі буде поєднання з максимальним значенням поздовжньої сили, яке включає усі можливі види навантажень:

$$N_{\text{кр.}} = \sum N_{\text{i,кр.}}^{\text{пост.}} + 0,95 (N_{\text{п-к.кр.}} + N_{\text{пер.кр.}}^{\text{тим.}}) + 0,9 N_{\text{сн.кр.}}, \text{ кН}; \quad (2.99)$$

$$N_{\text{сер.}} = \sum N_{\text{i,сер.}}^{\text{пост.}} + 0,95 (N_{\text{п-к.сер.}} + N_{\text{пер.сер.}}^{\text{тим.}}) + 0,9 N_{\text{сн.сер.}}, \text{ кН}. \quad (2.100)$$

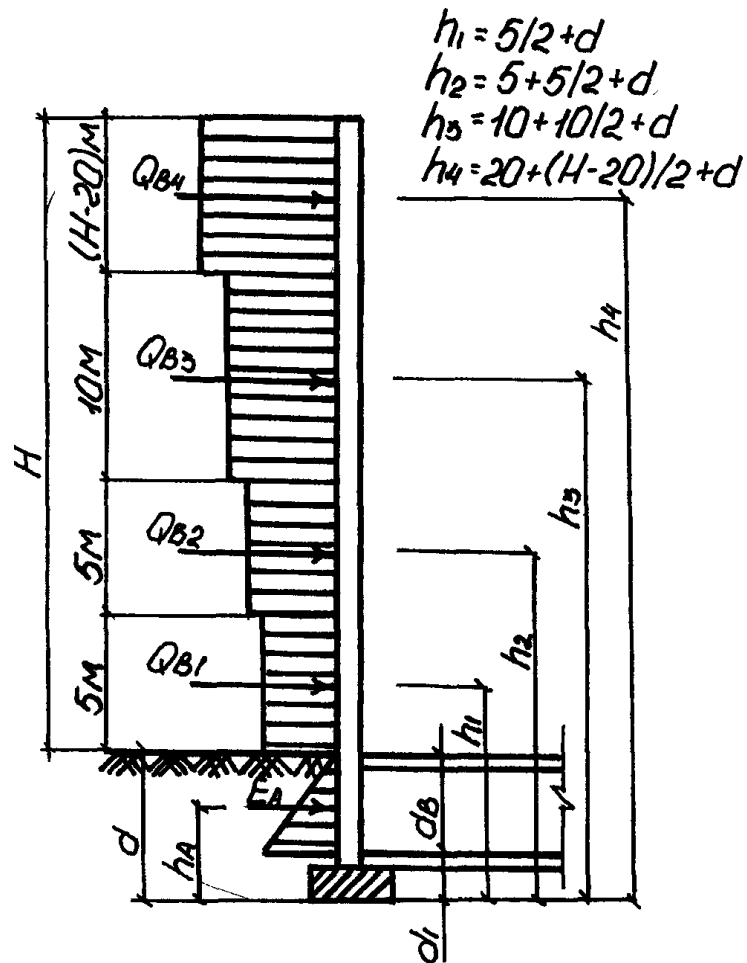


Рисунок 2.10 – Схема до визначення вітрового навантаження

Таблиця 2.17 - Зведена таблиця навантажень на фундаменти під крайню та середню колони

Вид навантажень	Одиниця виміру	Нормативне значення навантаження на фундамент		γ_f	Розрахункове значення навантаження на фундамент	
		крайній	середній		крайній	середній
1	2	3	4	5	6	7
Постійні вертикальні						
Вага покриття	кН	$N_{\text{покр.к.р.}}$	$N_{\text{покр.сер.}}$	1,2	$1,2N_{\text{покр.к.р.}}$	$1,2N_{\text{покр.сер.}}$
Вага перекриття	кН	$N_{\text{пер.кр.}}$	$N_{\text{пер.сер.}}$	1,1	$1,1 N_{\text{пер.кр.}}$	$1,1 N_{\text{пер.сер.}}$
Вага зовнішньої стіни	кН	$N_{\text{ст.кр.}}$	-	1,2	$1,2N_{\text{ст.кр.}}$	-
Вага застелення	кН	$N_{\text{скл.кр.}}$	-	1,2	$1,2 N_{\text{скл.кр.}}$	-
Вага внутрішньої стіни	кН	-	$N_{\text{ст.сер.}}$	1,2	-	$1,2N_{\text{ст.сер.}}$

Продовження таблиці 2.17

1	2	3	4	5	6	7
Вага фундаментної балки	кН	$N_{ф.б.р.}$	-	1,1	$1,1 N_{ф.б.р.}$	-
Вага ригеля	кН	$N_{р.к.р.}$	$N_{р.сер.}$	1,1	$1,1 N_{р.к.р.}$	$1,1 N_{р.сер.}$
Вага колони	кН	$N_{к.кр.}$	$N_{к.сер.}$	1,1	$1,1 N_{к.кр.}$	$1,1 N_{к.сер.}$
Тимчасові вертикальні						
Вага перегородок	кН	$N_{п-к,кр.}$	$N_{п-к,сер.}$	1,2	$1,2 N_{п-к,кр.}$	$1,2 N_{п-к,сер.}$
Вага снігу	кН	$N_{сн.кр.}$	$N_{сн.сер.}$	1,4	$1,4 N_{сн.кр.}$	$1,4 N_{сн.сер.}$
Корисне навантаження на перекриття	кН	$N_{пер.кр.}^{тим.}$	$N_{пер.сер.}^{тим.}$	п.3.7 [2]	$\gamma_f N_{пер.кр.}^{тим.}$	$\gamma_f N_{пер.сер.}^{тим.}$
Постійні згинальні моменти						
Момент від ваги зовнішньої стіни, застосування та фундаментної балки	кН·м	$M_{ст.кр.}$	-	1,2	$1,2 M_{ст.кр.}$	-
Момент від тиску ґрунту на стіну підвалу	кН·м	$M_{ґрунту}$	-	1,15	$1,15 M_{ґрунту}$	-
Момент сил, діючих на консолі колон	кН·м	$M_{к.кр.}$	$M_{мк.сер.}$	1,1	$1,1 M_{к.кр.}$	$1,1 M_{мк.сер.}$
Тимчасові згинальні моменти						
Момент від вітрового навантаження	кН·м	$M_{в.кр.}$	$M_{в.сер.}$	1,4	$1,4 M_{в.}$	$1,4 M_{в.}$
Момент сил, діючих на консолі колон	кН·м	$N_{к.кр.}^{тим.}$	$N_{к.сер.}^{тим.}$	1,2 (1,3)	$\gamma_f N_{к.кр.}^{тим.}$	$\gamma_f N_{к.сер.}^{тим.}$

Для визначення відповідного максимального значення згинального моменту накреслимо схему дії згинальних моментів для фундаментів крайньої і середньої колон (рис. 2.11).

Для середньої колони, якщо моменти сил, які діють на консолі колон справа і зліва рівні, то сумарний згинальний момент дорівнює моменту від вітру (за абсолютною величиною)

$$M_{сер.,x} = M_{в.}$$

Для крайньої колони треба визначити максимальне за абсолютною величиною значення згинального моменту з двох можливих комбінацій зусиль:

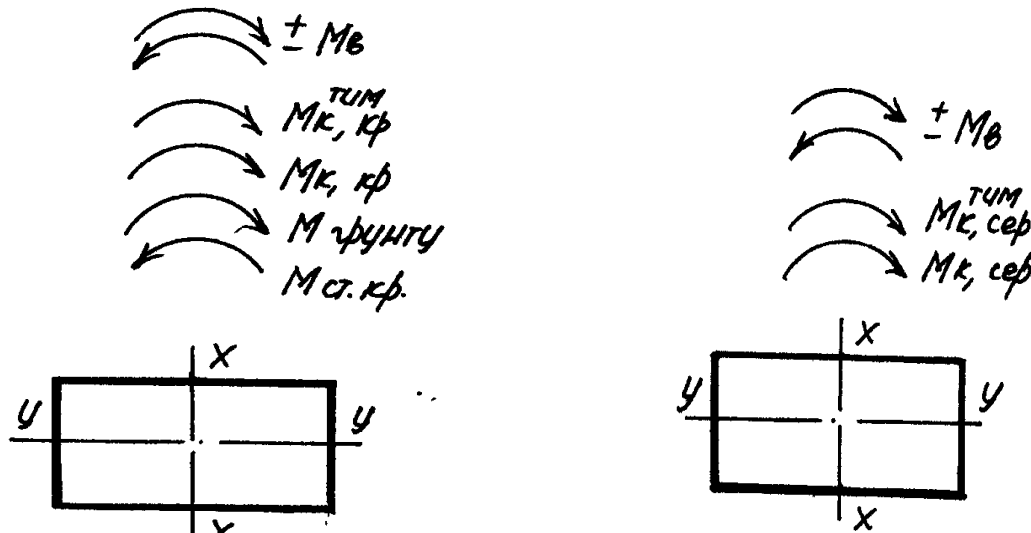


Рисунок 2.11 – Схема дії вигинальних моментів на фундаменти крайньої та середньої колон

1) вітер зліва (рис. 2.11):

$$M_{кр.,x} = -M_{ст.,кр.} + M_{грунту} + M_{к.кр.} + 0,95M_{к.кр.}^{тим.} + 0,9M_B, \text{ кН}\cdot\text{м}; \quad (2.101)$$

2) вітер справа

$$M_{кр.,x} = -M_{ст.,кр.} + M_{грунту} + M_{к.кр.} + 0,95M_{к.кр.}^{тим.} - 0,9M_B, \text{ кН}\cdot\text{м}. \quad (2.102)$$

3 РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

3.1 Класифікація фундаментів мілкового закладання та область їх застосування

Фундаменти, в яких співвідношення глибини закладання та меншої сторони підошви не перевищує двох, відносять до фундаментів мілкового закладання. Вони класифікуються за такими ознаками: конструктивними особливостями, характером роботи конструкції, способом виготовлення, матеріалом виготовлення.

За конструктивними особливостями фундаменти ділять на стрічкові, які можуть бути неперервними або переривистими (рис.3.1, а, г), стовпчасті (б) та плитні (е).

За характером роботи конструкції фундаменти діляться на жорсткі та гнучкі. До жорстких відносять фундаменти, власні деформації яких достатньо малі порівняно з деформаціями основи. Це стрічкові фундаменти під стіни (рис. 3.1, а) та окремі стовпчасті фундаменти під колони або опори (рис. 3.1, б), масивні фундаменти під великі жорсткі споруди (рис. 3.1, в).

До гнучких фундаментів відносять фундаменти, власні деформації яких порівняні з деформаціями основи. Це стрічкові фундаменти під колони, фундаменти з перехресних стрічок та плитні фундаменти під колони або стіни (рис. 3.1 г, д, є).

За способом виготовлення фундаменти розділяються на монолітні, які виготовляються на будівельних майданчиках, та збірні, що виготовляються в заводських умовах.

3.1.1 Стрічкові фундаменти під стіни

Найчастіше застосовують збірні стрічкові фундаменти під стіни. Вони складаються із стрічки, яка збирається із залізобетонних плит та стін, що складаються із бетонних блоків (рис. 3.1, а). Номенклатура типових плит за серією 1.112-5 наведена в табл. 3.1.

Номенклатура передбачає чотири групи, кожна з яких характеризується найбільшим тиском, що передається на основу при відповідному вильоті консолі фундаменту. Плити першої групи (1) відповідають середньому розрахунковому опору основи (при коефіцієнті надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$) $R = 150$ кПа, другої (2) $R = 250$, третьої (3) $R = 350$ та четвертої (4) $R = 450$ кПа. Марки плит позначаються буквами ФС (фундамент стрічковий) та числами, розділеними крапками. Цифра, відокремлена дефісом, показує групу за несучою спроможністю при мінімальній товщині стіни, що спирається, 160 мм. Ці групи відносяться до виробів усіх видів і тому в табл. 3.1 марки плит наведені не повністю, без зазначення розрахункового опору ґрунтів основи.

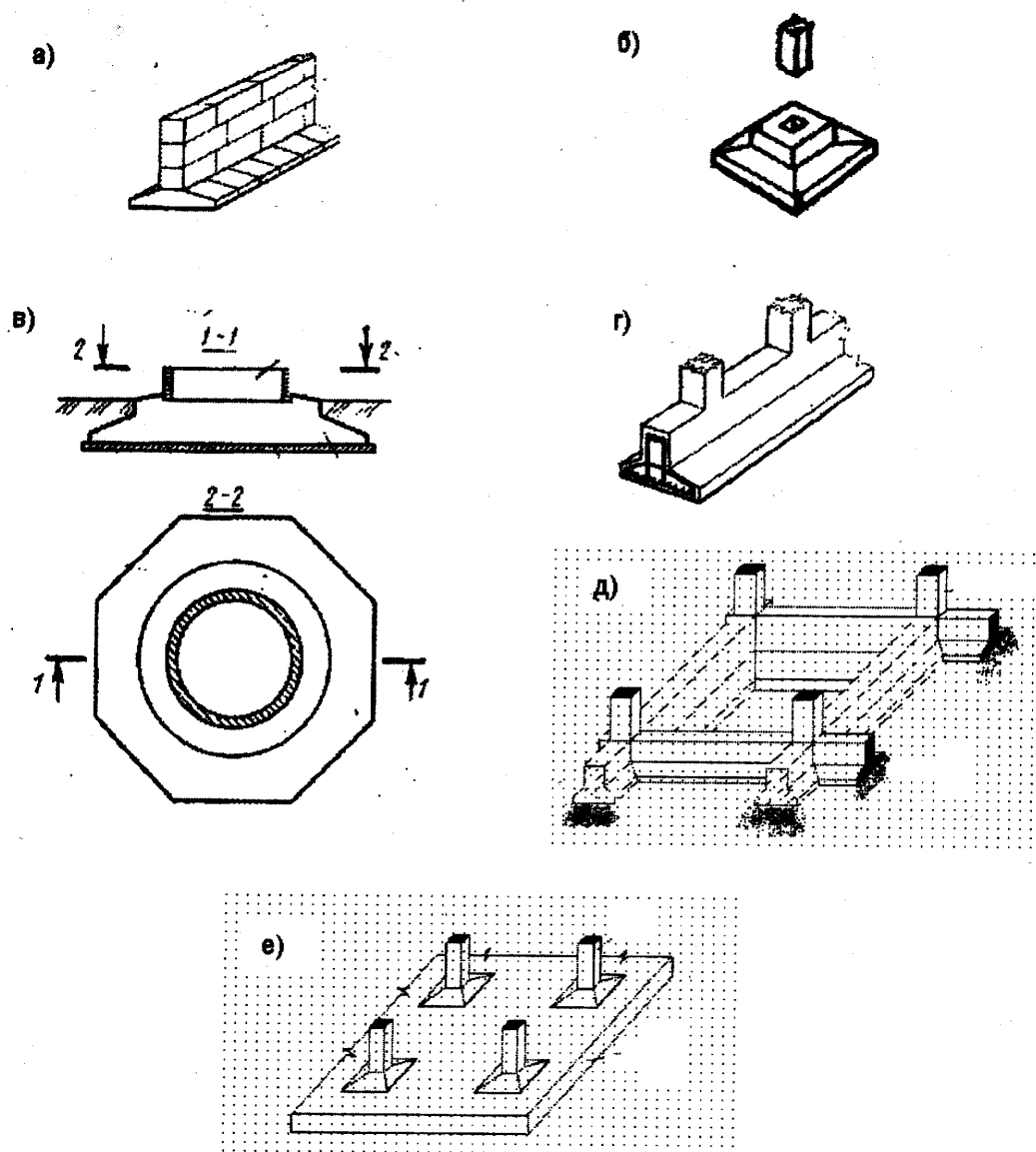
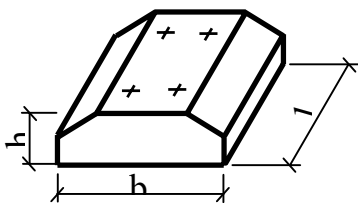
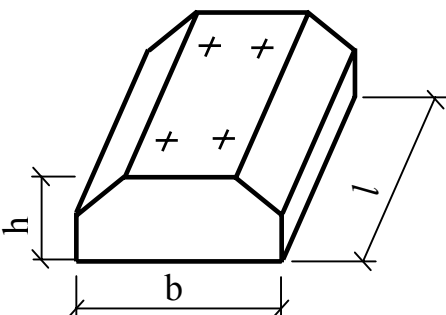
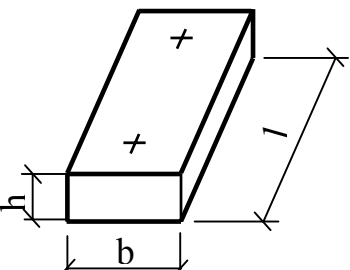


Рисунок 3.1 – Типи фундаментів:

- а) збірний стрічковий фундамент під стіну;
- б) окремий збірний фундамент стаканного типу;
- в) масивний фундамент;
- г) монолітний стрічковий фундамент під колони;
- д) фундамент з перехресних стрічок;
- е) суцільна плита під колони.

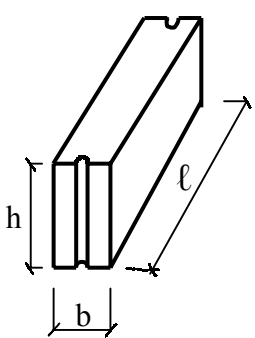
Таблиця 3.1 - Фундаментні плити

Ескіз	Марка плити	Розміри в мм.			Об'єм бетону, м ³	Маса, кг
		b	l	h		
	ФС6.12 ФС6.24	600	1180 2380	300	0,205 0,415	515 1040
	ФС8.12 ФС8.24	800	1180 2380		0,274 0,557	685 1395
	ФС10.8 ФС10.12 ФС10.24	1000	780 1180 2380		0,197 0,3 0,608	495 750 1520
	ФС12.8 ФС12.12 ФС12.24		780 1180 2380		0,228 0,347 0,703	570 870 1760
	ФС14.8 ФС14.12 ФС14.24	1400	780 1180 2380		0,274 0,416 0,845	685 1040 2110
	ФС16.8 ФС16.12 ФС16.24		780 1180 2380		0,320 0,468 0,987	800 1215 2470
	ФС20.8 ФС20.12	2000	780 1180	500	0,638 0,975	1595 2440
	ФС24.8 ФС24.12		780 1180		0,745 1,138	1865 2845
	ФС28.8 ФС28.12	2800	780 1180		0,896 1,369	2240 3420
	ФС32.8 ФС32.12		780 1180		1,047 1,6	4000 2620

Наприклад, ФС12.24-3 - плита шириною 12 дм (1200 мм), довжиною 24 дм (2400 мм), для середнього тиску під подошвою до 350 кПа. Розрахунковий момент, від якого залежить кількість арматури, визначений на грані стіни, що передає навантаження, яка прийнята товщиною 160 мм (великопанельні будинки), що забезпечує максимальне значення моменту. При збільшенні товщини стіни розрахункова довжина консолі зменшується, і плити можуть застосовуватись при більших значеннях середніх тисків на основу.

Фундаментні стіни виконуються з суцільних ФБС (фундаментні блоки суцільні), пустотілих ФБП (фундаментні блоки пустотілі) та ФБВ (фундаментні блоки з вирізами). Номенклатура стінових блоків наведена в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 - Номенклатура стінових блоків

Ескіз	Марка блока	Розміри в мм			Об'єм бетону м ³	Маса, кг
		ℓ	b	h		
	ФБС24.3.6-В	2380	300	580	0,406	975
	ФБС24.4.6-В		400		0,543	1300
	ФБС24.5.6-В		500		0,679	1630
	ФБС24.6.6-В		600		0,815	1960
	ФБС12.4.6-В	1180	400	580	0,261	655
	ФБС12.5.6-В		500		0,334	800
	ФБС12.6.6-В		600		0,400	960
	ФБС12.4.3-В		400	280	0,124	300
	ФБС12.5.3-В		500		0,159	380
	ФБС12.6.3-В		600		0,191	460
	ФБС9.3.6-В	880	300	580	0,146	350
	ФБС9.4.6-В		400		0,195	470
	ФБС9.5.6-В		500		0,244	590
	ФБС9.6.6-В		600		0,293	700

Марка блоків позначається буквами та цифрами, які характеризують довжину, ширину та висоту і розділяються крапками. Буква, відокремлена дефісом, вказує тип бетону. 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.

3.1.2 Стовпчасті фундаменти

Стовпчасті фундаменти можуть улаштовуватись як під стіни, так і під колони.

Стовпчасті фундаменти під стіни застосовуються при незначних навантаженнях від стіни будівлі у тих випадках, коли основа складена ґрунтами з високими деформаційними характеристиками та характеристиками міцності. Фундаменти розташовуються через 3-6 м один від одного і обов'язково в кутах споруди та в місцях перетинання стін, а також на інших ділянках, де передаються значні навантаження. На обріз фундаментів укладають фундаментні балки, на які спираються надземні конструкції.

Стовпчасті фундаменти під колони можуть бути збірними та монолітними.

Збірні фундаменти під колони найбільш доцільні тоді, коли їх можна зробити з одного блока, тобто коли вони мають невеликі розміри і, отже, невелику вагу. Складання фундаментів з декількох блоків приводить до додаткових витрат арматури, яка розташовується на усіх рівнях. Застосування окремих фундаментів під колони з двох і більше блоків

доцільне лише при необхідності зведення фундаментів у стислі строки (для виключення можливого промерзання ґрунтів узимку, здешевлення робіт з осушення котлованів та ін.).

Основним типом фундаментів, що улаштовуються під колони, є монолітні залізобетонні фундаменти, які складаються з плитної частини і підколонника (або без нього) (див. §3.5). З'єднання збірних колон з фундаментом здійснюється за допомогою стакана, монолітних - з'єднанням арматури колон з випусками з фундаменту, сталевих - закріпленням бази до анкерних болтів, забетонованих у фундаменті.

3.1.3 Матеріали фундаментів

Матеріали для фундаментів вибираються в залежності від матеріалів основних конструкцій споруди. Фундаменти виготовляються із залізобетону, бетону, кам'яних матеріалів (цегла, бут, блоки з природного камення). В окремих випадках можливе застосування полегшених та легких бетонів, цементогрунту.

Основними конструкційними матеріалами фундаментів є залізобетон та бетон, які можна застосовувати при улаштуванні усіх видів монолітних та збірних фундаментів у будь-яких інженерно-геологічних умовах.

Фундаменти на основі силікатних матеріалів та цементогрунту застосовуються в конструкціях, що працюють на стиск. Кам'яна кладка з цегли та буту передбачається в конструкціях, які працюють на стиск, переважно для стрічкових фундаментів, окремих стовпів та стін підвалів.

Бутобетон та бетон рекомендується застосовувати при улаштуванні фундаментів у відкопаних порожнинах або траншеях при бетонуванні їх у розмір зі стінками.

Бетон, бутобетон та бутова кладка погано працюють на розтяг. Тому при проектуванні жорстких фундаментів, що викликають виникнення напруг розтягу в нижній частині, максимальний розвиток підосви фундаменту обмежують кутом α (рис. 3.2), значення якого приймають рівним:

для бутової кладки на цементно-вапняному розчині.....	26°;
те ж, на цементному розчині.....	34°;
для бутобетону	37°;
для бетону	40°.

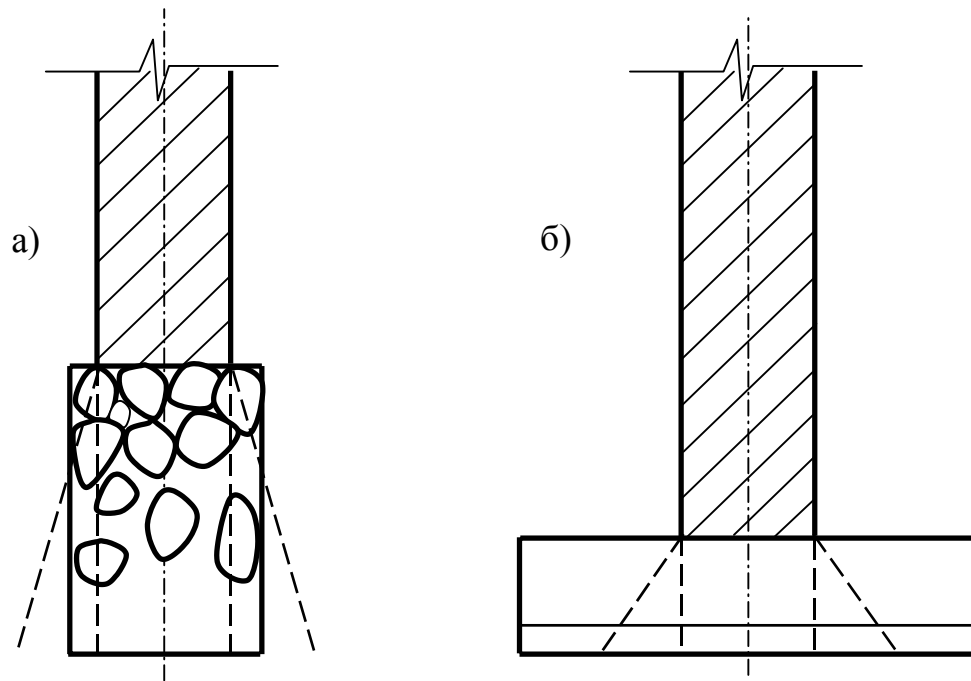


Рисунок 3.2 – Обмеження розмірів підосви фундаментів (а) зоною розповсюдження напруг у кладці на відміну від гнучких фундаментів (б)

3.2 Визначення розмірів підосви стовпчастих та стрічкових фундаментів

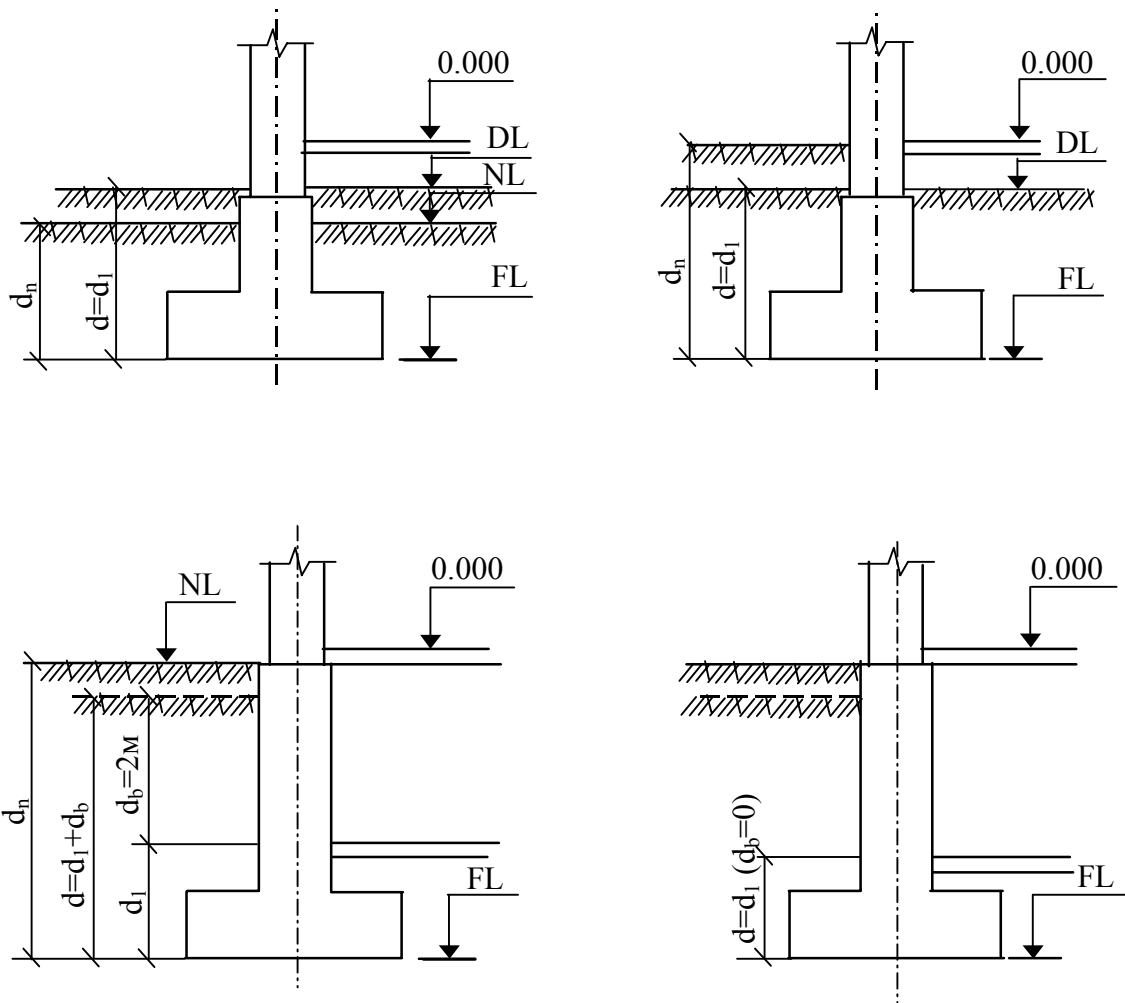
3.2.1 Вибір глибини закладання фундаментів

У багатьох випадках чим вище закладається підосва, тим менша вартість робіт з спорудження фундаментів. Тому фундаменти бажано закладати по можливості на меншу глибину, але при цьому необхідно враховувати такий комплекс факторів.

1. Призначення та конструктивні особливості проектованої споруди (наявність підвалів, підземних комунікацій, сусідніх та примкнених будинків, підземних споруд, тощо). Фундаменти повинні розташовуватись нижче від підлоги підвалу не менше ніж на 0,5 м для стрічкових і 0,75 м для стовпчастих. Призначення глибини закладання підосви фундаменту в залежності від наявності або відсутності підвалу згідно з [4] показано на рис. 3.3.

2. Мінімальна конструктивна висота фундаменту у залежності від його виду (стовпчастий, стрічковий), способу стикування з колонною або стіною (див. §3.5).

3. Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика (фізико-механічні властивості ґрунтів, характер напластунків, наявність шарів, які мають зсунутись один по одному, карстові порожнини та ін.).



а) при ширині підвалу $B \leq 20$ м

б) при ширині підвалу $B > 20$ м

Рисунок 3.3 – Глибина закладання підшови фундаменту

Рослинний шар ґрунту є сильно стисливим і його слід прорізати фундаментами. Фундамент рекомендується заглиблювати в несучий шар не менше ніж на 0,5 м. Не рекомендується використовувати як несучий шар такі ґрунти як крихкотілі, глинисті текучої консистенції (у тому числі мули), заторфовані, насипні і т.п.

Недоцільно залишати під підшовою фундаменту слабкий шар ґрунту невеликої товщини (1...2 м), якщо стисливість його значно більша від стисливості підстильного шару.

4. Гідрогеологічні умови будівельного майданчика та їх можливі зміни в процесі будівництва та експлуатації споруди. Щоб запобігти ускладненню виконання робіт, відмітку підшови фундаменту рекомендується призначати вище від рівня ґрунтових вод.

5. Величина та характер навантажень, які діють на фундамент.

6. Глибина сезонного промерзання ґрунтів.

Глибина сезонного промерзання ґрунтів враховується при призначенні глибини закладання фундаментів, коли є можливість

здимання ґрунту при промерзанні. У цьому випадку глибина закладання фундаменту d призначається не менша від розрахункової глибини промерзання d_f , яка визначається за формулою [6]:

$$d_f = k_h d_{fn}, \quad (3.1)$$

де k_h - коефіцієнт, який враховує тепловий режим споруди за [6, табл. 1];

d_{fn} - нормативна глибина промерзання, яка визначається в залежності від виду ґрунту та кліматичних умов місцевості. Глибина промерзання усіх видів ґрунтів не перевищує у Вінниці 0,8 - 1 м і тому, враховуючи потужність рослинного шару (0,6-1 м) та вимогу п.2, підшва фундаменту майже завжди опиняється нижче глибини сезонного промерзання ґрунтів. Для споруд з підвалами ця вимога виконується автоматично.

3.2.2 Визначення розмірів підшви фундаментів

Розміри підшви фундаментів мілкого закладання, як правило, призначаються з розрахунку їх основи за II групою граничних станів. Для центрально навантажених фундаментів вони повинні задовольняти двом таким граничним умовам цієї групи

$$p \leq R, \quad S \leq S_u, \quad (3.2)$$

де p - тиск (контактний) під підшвою фундаменту;

R - розрахунковий опір ґрунту основи;

S - фактична деформація (осадка) основи (розділ 5);

S_u - гранично допустима деформація для даної споруди.

Тиск під підшвою фундаменту:

$$p = \frac{N}{A} + \gamma_{mt} d, \quad (3.3)$$

де N - розрахункове навантаження (зосереджена сила), яка діє на фундамент із коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$ (оскільки розрахунок ведеться за II групою граничних станів), кН;

A - площа підшви фундаменту, m^2 ;

γ_{mt} - середнє значення питомої ваги матеріалу фундаменту та ґрунту на його уступах ($\gamma_{mt} = 20 \text{ кН/м}^3$);

d - глибина закладання фундаменту, м.

Розрахунковий опір основи обчислюють за формулою [6, формула 7]:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} \left[M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II} \right], \quad (3.4)$$

де γ_{c1} та γ_{c2} - коефіцієнти умов роботи (табл.3.3), які залежать від виду ґрунту та жорсткості споруди [6, табл. 3];

k - коефіцієнт надійності, який приймається рівним 1, якщо характеристики ґрунту визначені безпосередніми випробуваннями, та 1,1, якщо вони визначені за таблицями (див. §2.3);

M_γ , M_q , M_c - безрозмірні коефіцієнти (табл. 3.4), які визначаються відповідно до [6, табл.4], в залежності від величини кута внутрішнього тертя φ ;

k_z - коефіцієнт, який приймається при $b < 10$ м $k_z = 1$, при $b \geq 10$ м $k_z = Z_0/b + 0,2$ (тут $Z_0 = 8$ м);

b - ширина підшви фундаменту, м;

γ_{II} - усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, що залягають нижче від підшви фундаменту, кН/м^3 , - при наявності підземних вод визначається з урахуванням зважуючої дії води (див. формулу (5.4));

γ'_{II} - теж саме, які залягають вище підшви;

C_{II} - розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту, який залягає безпосередньо під підшвою фундаменту, кПа ;

d_1 - глибина закладання фундаментів безпідвальних споруд від рівня планування, або приведена глибина закладання зовнішніх чи внутрішніх фундаментів від підлоги підвалу (рис. 3.2).

$$d_1 = h_s + h_{cf} \gamma_{cf} / \gamma'_{II}, \quad (3.5)$$

де h_s - товщина шару ґрунту вище підшви фундаменту зі сторони підвалу, м;

h_{cf} - товщина конструкції підлоги підвалу, м;

γ_{cf} - розрахункове значення питомої ваги матеріалу підлоги підвалу, кН/м^3 ;

d_b - глибина підвалу - відстань від рівня планування до підлоги підвалу, м (для споруд з підвалом шириною $B > 20$ м) і глибиною більше 2м $d_b = 2$ м, при ширині підвалу $B > 20$ м - $d_b = 0$ (рис. 3.2).

Усереднення характеристик ґрунту при багатошаровій основі, яка складається із шарів товщиною h_1, h_2 і т.д., визначається за формулою

$$\gamma_{сер} = \frac{\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \dots + \gamma_n h_n}{h_1 + h_2 + \dots + h_n}. \quad (3.6)$$

При визначенні $\gamma_{сер}$ нижче підшви фундаменту усереднення виконується на глибину не менше $0,5b$.

Оскільки ширина фундаменту заздалегідь невідома, то в курсових та дипломних проектах виконується усереднення на глибину 2м від підшви фундаменту.

Таблиця 3.3 - Значення коефіцієнтів γ_{c1} і γ_{c2}

Ґрунти	Коефіцієнт γ_{c1}	Коефіцієнт γ_{c2} для споруд з жорсткою конструктивною схемою при відношенні довжини споруди або її відсіку до висоти L/H , рівному	
		4 і більше	1,5 і менше
Великоуламкові ґрунти з піщаним заповнювачем та піски, крім дрібних та пилюватих	1,4	1,2	1,4
Піски дрібні	1,3	1,1	1,3
Піски пилюваті маловологі та вологі,	1,25	1,0	1,2
насичені водою	1,1	1,0	1,2
Пилувато-глинисті, а також великоуламкові з пилувато-глинистим заповнювачем із показником текучості $I_L \leq 0,25$	1,25	1,0	1,1
те ж при $0,25 < I_L \leq 0,50$	1,2	1,0	1,1
те ж при $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

Таблиця 3.4 - Значення коефіцієнтів M_γ , M_q та M_c

Кут внутрішнього тертя φ , град.	Коефіцієнти			Кут внутрішнього тертя φ , град.	Коефіцієнти		
	M_γ	M_q	M_c		M_γ	M_q	M_c
5	0,08	1,32	3,61	25	0,78	4,11	6,67
6	0,10	1,39	3,71	26	0,84	4,37	6,90
7	0,12	1,47	3,82	27	0,91	4,64	7,14
8	0,14	1,55	3,93	28	0,98	4,93	7,40
9	0,16	1,64	4,05	29	1,06	5,25	7,67
10	0,18	1,73	4,17	30	1,15	5,59	7,95
11	0,21	1,83	4,29	31	1,24	5,95	8,24
12	0,23	1,94	4,42	32	1,34	6,34	8,55
13	0,26	2,05	4,55	33	1,44	6,67	8,88
14	0,29	2,17	4,69	34	1,55	7,22	9,22
15	0,32	2,30	4,84	35	1,68	7,71	9,58
16	0,36	2,43	4,99	36	1,81	8,24	9,97
17	0,39	2,57	5,15	37	1,95	8,81	10,37
18	0,43	2,73	5,31	38	2,11	9,44	10,80
19	0,47	2,89	5,48	39	2,28	10,11	11,25
20	0,51	3,06	5,66	40	2,46	10,85	11,73

Продовження таблиці 3.4

21	0,56	3,24	5,84	41	2,66	11,64	12,24
22	0,61	3,44	6,04	42	2,88	12,51	12,79
23	0,69	3,65	6,24	43	3,12	13,46	13,37
24	0,72	3,87	6,45	44	3,66	13,38	13,48

Розміри підосви позacentрово навантаженого фундаменту повинні задовольняти такі граничні нерівності II групи:

$$\left. \begin{aligned} P_{cep} &\leq R; \\ P_{\max} &\leq 1,2R; \\ P_{\max, \text{кут}} &\leq 1,5R; \\ \frac{P_{\min}}{P_{\max}} &\geq 0,25 (\geq 0); \\ S &\leq S_u, \end{aligned} \right\} \quad (3.7)$$

де $P_{\max}$, ($P_{\min}$) - максимальний (мінімальний) тиск під підосвою фундаменту (крайовий тиск), який визначається за однією з формул:

$$\left. \begin{aligned} P_{\max}^{(x)} &= \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{mt} d; \\ P_{\min}^{(x)} &= \frac{N}{A} - \frac{M_x}{W_x} + \gamma_{mt} d; \\ P_{\max}^{(y)} &= \frac{N}{A} + \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{mt} d; \\ P_{\min}^{(y)} &= \frac{N}{A} - \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{mt} d, \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

де M_x , M_y - розрахункові значення згинаючих моментів, які діють відносно осей X та Y підосви фундаменту, з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 1$;

W_x , W_y - моменти опору підосви фундаменту відносно осей X та Y, для прямокутної форми підосви $W_x = bl^2/6$, $W_y = b^2l/6$, причому в квадрат підноситься значення тієї сторони, в напрямку якої діє той чи інший момент;

l - ширина підосви;

$P_{\max \text{ кут}}$ - максимальний тиск під кутом фундаменту для випадку, коли фундамент навантажений згинаючими моментами M_x та M_y одночасно:

$$P_{\max .\text{кут}} = \frac{N}{A} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} + \gamma_{\text{мт}} d; \quad (3.9)$$

$P_{\text{сер}}$ - середній тиск під підошвою фундаменту

$$P_{\text{сер}} = \frac{N}{A} + \gamma_{\text{мт}} d = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2}, \quad (3.10)$$

R - визначається за формулою (3.4).

Рекомендується приймати співвідношення сторін підошви позацинтрово навантаженого фундаменту $k_c = 1/b = 1,2 \dots 1,6$, причому більшу сторону фундаменту направляти в напрямку дії більшого моменту.

Обмеження на мінімальний тиск під підошвою фундаменту вводиться в залежності від характеру навантажень:

а) для фундаментів колон споруд з мостовими кранами вантажопідйомністю 750 кН (75 т) і більше, а також для фундаментів колон відкритих естакад з кранами вантажопідйомністю 150 кН (15 т) і більше, труб, домен та інших споруд баштового типу слід приймати тільки трапецієподібну епюру контактних напруг в ґрунті

$$P_{\min}/P_{\max} \geq 0,25;$$

б) для фундаментів колон з іншими крановими навантаженнями можна приймати трикутну епюру при повному дотику фундаменту з ґрунтом

$$P_{\min} \geq 0;$$

в) у решті випадків допускається частковий відрив підошви фундаменту від ґрунту на величину не більше $1/4 l$.

При визначенні розмірів підошви стрічкового фундаменту його розглядають як стовпчастий (позацинтрово або центрально навантажений) шириною та довжиною $l = 1$ м (навантаження збирають на 1 м погонної довжини стрічкового фундаменту).

Стрічкові фундаменти рекомендується проектувати збірними з типових блок-подошок (див. §3.1). При необхідності їх встановлюють з розривом і тоді фундаменти проектують переривистими [4].

Розміри підошви фундаменту розраховують методом ітерацій (наближень) у такому порядку:

1. Призначають глибину закладання фундаменту згідно з п. 3.2.1.

2. Площу підошви в першому наближенні для будь-якого фундаменту мілкового закладання рекомендується визначати за формулою:

$$A_1 = \frac{N}{R_0 - \gamma_{\text{мт}} d}, \quad (3.11)$$

де R_0 - умовний (табличний) розрахунковий опір ґрунту основи, який визначається в залежності від виду ґрунту під фундаментом та його фізичних характеристик (див. §2.3).

Розміри підосви у першому наближенні для фундаменту:

квадратного $b_1 = l_1 = \sqrt{A}$;

прямокутного $b_1 = \sqrt{A/k_c}$, $l_1 = b_1 k_c$;

стрічкового $b_1 = A$, $l_1 = 1$ м,

де $k_c = 1/b$ (задає проектувальник).

3. Визначають розрахунковий опір ґрунту основи R_1 , за формулою (3.4), використовуючи одержане значення b_1 ; знову обчислюють площу підосви фундаменту за формулою (3.11). Такі ітерації виконують до тих пір, поки наступне значення буде відрізнятися від попереднього не більше як на 5-10%.

4. Перевіряють виконання нерівностей (3.2) - для центрально навантажених та (3.7) - для позацентрово навантажених фундаментів. Якщо хоч би одна з граничних нерівностей не виконується, необхідно збільшити розміри підосви фундаменту або глибину його закладання і знову перевірити виконання нерівностей (3.2) та (3.7). Ітерації виконують до тих пір, поки усі необхідні граничні нерівності будуть задоволені. Не треба приймати надто великі розміри, коли граничні нерівності виконуються з великим запасом (більше 10%). У цьому випадку рішення буде неекономічним і розміри підосви слід зменшити.

Для позацентрово навантажених фундаментів, у яких згинальні моменти спричинені постійно діючими навантаженнями, зменшення крайового тиску під підосвою можна досягнути також зміщенням центра ваги підосви в напрямку ексцентриситету e

$$e = \frac{M}{N + \gamma_{mt} A d}. \quad (3.12)$$

Якщо зміщення виконано на величину ексцентриситету, то позацентрово навантажений фундамент стає центрально навантаженим, що покращує роботу ґрунту.

3.3 Визначення розмірів підосви круглих та кільцевих фундаментів

Під споруди баштового типу (димові труби, водонапірні та телевізійні башти, силосні, елеваторні та ін.), як правило споруджують фундаменти у вигляді жорстких круглих (багатокутних) плит або плит у формі кільця.

Розрахунок розмірів підосви круглих та кільцевих фундаментів в основному не відрізняється від стовпчастих та стрічкових, однак тут є свої особливості.

Центр ваги таких споруд розташований високо над рівнем денної поверхні і вони сприймають великі моментні (вітрові) навантаження. З урахуванням розмірів таких фундаментів (часто більше 10 м) одним з основних критеріїв правильного підбору розмірів підосви є умова граничного крену

$$i \leq i_u, \quad (3.13)$$

де i та i_u - відповідно розрахункове і гранично допустиме значення крену фундаменту.

Відповідно до нормативів [6] крен фундаменту

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} \frac{8Ne}{a^3} k_e, \quad (3.14)$$

де E та ν - відповідно модуль деформації та коефіцієнт Пуассона ґрунту основи;

k_m - коефіцієнт, який приймається згідно з [6, дод.2, табл.3];

k_e - коефіцієнт, який приймається згідно з [6, дод.2, табл. 3];

N - вертикальна складова усіх навантажень на рівні підшви фундаменту;

e - ексцентриситет;

a - діаметр круглого (зовнішній діаметр кільцевого) або сторона прямокутного фундаменту, у напрямку якої діє момент.

Для фундаменту з підшовою у вигляді правильного многокутника площею A приймається $a = \sqrt{A/\pi}$. При розрахунку крену фундаменту шириною (діаметром) $b < 10$ м приймається $N = p_0 A$, при $b > 10$ м - $N = p A$, де p_0 та p - відповідно додатковий і повний тиск на основу.

У випадку неоднорідної основи E та ν приймаються середніми згідно з [6].

Розміри підшви круглих, багатокутних та кільцевих фундаментів визначаються згідно з методикою, наведеною в §3.2.

При визначенні розрахункового опору ґрунту основи R за формулою (3.4) приймається $b = \sqrt{A}$.

Для кільцевих фундаментів ширина кільця

$$b = \frac{A}{\pi d_{oc}}, \quad (3.15)$$

де d_{oc} - осьовий діаметр споруди (відстань між серединами опорних стін по діаметру).

Рекомендується такий порядок розрахунку.

1. Розраховують розміри підшви фундаменту, використовуючи формули (3.4), (3.7)-(3.10) та (3.15).

2. Розраховують осідання фундаменту, використовуючи схеми напівпростору, що лінійно-деформується, або шару, що лінійно деформується (див. розд. 5).

3. Визначають крен фундаменту за формулою (3.14) і порівнюють його з допустимим значенням.

4. Якщо хоч одна з перелічених умов не виконується, збільшують розміри підшви в оптимальних межах.

3.4 Алгоритм і програма розрахунку фундаментів мілкого закладання

Програма передбачає розрахунок (підбір розмірів підосви) жорстких фундаментів мілкого закладання таких типів: стовпчастих прямокутних, стрічкових, круглих та кільцевих. Задаючись мінімальними з конструктивних міркувань розмірами фундаменту, одержуємо його оптимальні розміри за розрахунковим опором ґрунту основи.

3.4.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ

Для розрахунку необхідні такі початкові дані.

1. Розрахункове значення питомого зчеплення c_{II} , кПа, ґрунту під підосвою фундаменту.

2. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя φ_{II} , град., того ж ґрунту.

Якщо під підосвою фундаменту в межах глибини до 2 м залягають декілька шарів ґрунту, то c_{II} та φ_{II} приймаються усередненими по шарах на глибину 2,0 м.

3. Вертикальна розрахункова сила, прикладена на рівні обрізу фундаменту, N , кН.

4. Розрахункові згинальні моменти, прикладені на рівні підосви фундаменту, M_x, M_y , кН м.

Вісь X паралельна ширині підосви фундаменту, вісь Y - довжині підосви, точка пересікання осей збігається з центром ваги підосви фундаменту.

Стрічкові фундаменти, для яких навантаження визначається на 1 м погонної довжини, розраховуються як стовпчасті з розміром $b \times 1$ м, де b - ширина підосви фундаменту. При цьому для стрічкових фундаментів завжди $M_x = 0$ (згинальний момент не може діяти уздовж стрічкового фундаменту).

5. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підосви фундаменту, γ_{II}' , кН/м³.

6. Те ж саме, нижче підосви фундаменту, γ_{II} , кН/м³ (усереднення можна здійснювати на глибину 2 м).

7. Приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу d_1 , м. Якщо підвалу немає, глибина приймається від відмітки планування $d_1 = d$.

8. Глибина підвалу від відмітки планування d_b , м (при відсутності підвалу $d_b = 0$).

9. Коефіцієнт k [6, формула (7)].

10. Коефіцієнти умов роботи γ_{c1}, γ_{c2} [6, формула (7)].

11. Співвідношення сторін підосви фундаменту $Z = l/b$, де l - довжина підосви фундаменту. Для прямокутних фундаментів $Z = 1,0 \dots 1,6$

(в залежності від ексцентриситету прикладеного до фундаменту навантаження); для інших типів фундаментів вводять $Z = 1$.

12. Показник типу фундаменту, ІМ:

- | | |
|-----------------------------|------|
| для стовпчастих прямокутних | - 1; |
| для стрічкових | - 2; |
| для круглих | - 3; |
| для кільцевих | - 4. |

13. Показник ступеня відповідальності споруди ІЛ:

- | | |
|---|------|
| для споруд з мостовими кранами вантажопідйомністю 750 кН і вище, кранових естакад при кранах з вантажопідйомністю 150 кН і вище, труб, домен та інших споруд баштового типу | - 3; |
| для інших споруд з мостовими кранами | - 2; |
| для інших випадків | - 1. |

14. Початкова мінімальна ширина b стовпчастого або стрічкового фундаменту, діаметр круглого або зовнішній діаметр кільцевого фундаменту, заданий з конструктивних міркувань, м.

15. Початковий внутрішній діаметр $d_{\text{вн}}$ кільцевого фундаменту, заданий з конструктивних міркувань, м. Для інших типів фундаментів вводять $d_{\text{вн}}$ - будь-яке число.

3.4.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення та роздрукування початкових даних.
2. Обчислення геометричних характеристик для кожного з типів фундаментів (площі, моменту опору).
3. Перевірка наявності відриву підшви фундаменту від ґрунту в залежності від ексцентриситету зовнішнього навантаження.
4. Обчислення середнього, максимальних (крайових та кутового) і мінімальних тисків під підшовою фундаменту.
5. Обчислення розрахункового опору ґрунту основи.
6. Перевірка виконання усіх можливих граничних нерівностей типу $p \leq R$.
7. У випадку невиконання одного або декількох граничних нерівностей збільшується ширина підшви фундаменту на 0,02 м і повторюється увесь цикл розрахунків. У випадку виконання усіх необхідних граничних нерівностей - закінчення розрахунку.
8. При наявності відриву підшви фундаменту від ґрунту - обчислення максимального тиску під підшовою з урахуванням наявного відриву.
9. Перевірка величини відриву підшви фундаменту від ґрунту та обчислення в цьому випадку граничних нерівностей $p \leq 1.2R$. Далі згідно з п.7.
10. Роздрукування одержаних розмірів фундаменту. Крім розмірів підшви фундаменту до друку виводяться: R - розрахунковий опір ґрунту основи, кПа; $R_{\text{ср}}$ - середній тиск під підшовою фундаменту, кПа; $p_{\text{max,y}}$,

$p_{\max, x}$ - максимальні крайові тиски при дії згинальних моментів відносно осей X та Y, кПа; $p_{\max \text{ кут}}$ - максимальний кутовий тиск, кПа; $p_{\min y}$, $p_{\min x}$ - мінімальні крайові тиски під подошвою фундаменту, кПа.

Приклад розрахунку за описаною програмою наведений в п.3.7.

3.5 Конструювання фундаментів

Загальна висота стовпчастих фундаментів під колони визначається з конструктивних вимог; умов міцності та умов забезпечення стику з колоною (заглиблення колони в стакан для збірних залізобетонних колон, розміщення анкерного болта для металевих колон, забезпечення анкерування робочої арматури колони для монолітних залізобетонних колон), глибини закладання подошви, тощо, відповідно до нормативних вказівок [3].

Для безпідвальних споруд застосовуються стовпчасті фундаменти з підколонниками під збірні та монолітні колони. У цьому випадку висота підколонника залежить від глибини закладання подошви фундаменту, а висота плитної частини визначається з розрахунку на продавлювання (рис. 3.4).

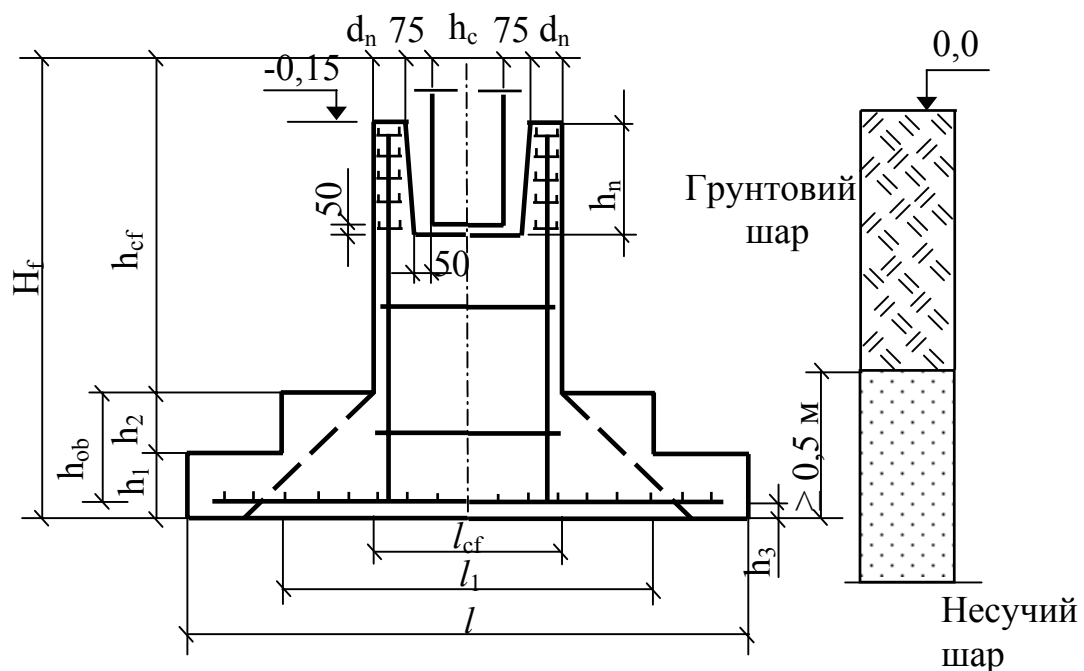


Рисунок 3.4 – Конструкція фундаменту з підколонником

Для будинків та споруд з підвалами улаштовуються або фундаменти з високими підколонниками, що служать колонами підвалу, або без підколонника (рис. 3.5).

У першому наближенні конструктивна висота стаканного фундаменту приймається відповідно до рисунка 3.5.

$$H_f = \delta_0 + h_{ob} + h_{\delta} + h_h, \quad (3.16)$$

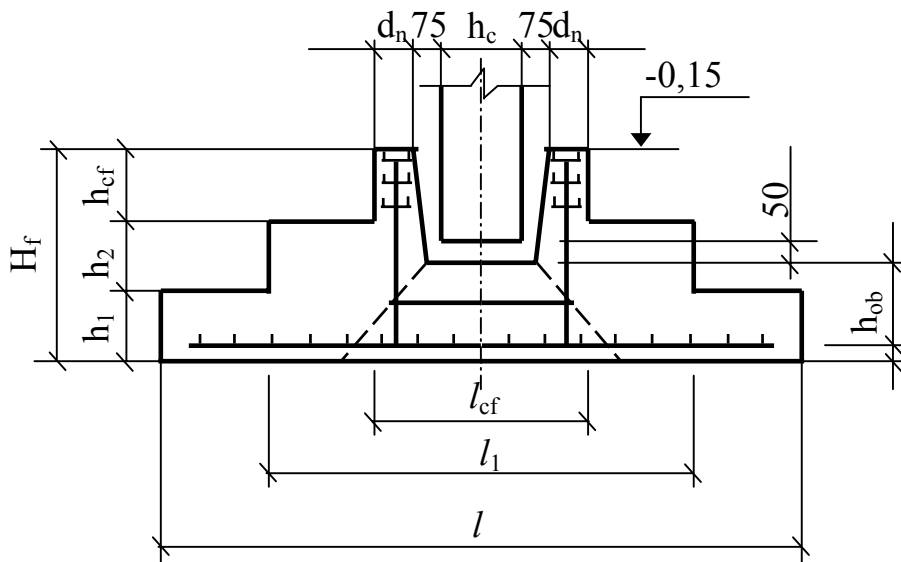


Рисунок 3.5 – Конструкція фундаменту без підколонника

де δ_0 - товщина захисного шару бетону, яка приймається для нижньої арматури фундаментів не менше 70 мм при відсутності бетонної підготовки, та 35 мм - при її наявності;

h_{ob} - робоча висота дна стакана, яка визначається з розрахунку на продавлювання і приймається від дна стакана до площини розташування розтягнутої арматури, але не менше 200 мм;

h_δ - товщина шару бетону, який укладається при замонолічуванні колони, дорівнює 50 мм;

h_h - величина заглиблення колони в стакан.

Величина заглиблення в стакан колони прямокутного перерізу при ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ приймається не менше h_c (висоти поперечного перерізу колони). При $e_0 > 2h_c$ і ексцентриситеті поздовжньої сили $e_0 \leq 2h_c$ приймається h_c . При $e_0 > 2h_c$ і відношенні товщини стінки стакана d_n до висоти h_{cf} верхнього уступу $d_n/h_{cf} > 0,5$, величина заглиблення $h_h = h_c$. Якщо відношення $d_n/h_{cf} \leq 0,5$ при $e_0 > 2h_c$ (рис. 3.5), то

$$h_h = h_c + \frac{1}{3}(n_c - 2d_n) \left(\frac{e_0}{n_c} - 2 \right). \quad (3.17)$$

При цьому $h_c \leq h_h \leq 1,4 h_c$.

Величина заглиблення двовіткових колон визначається за умовою, м:

$$h_h = 0,5 + 0,33 h_{out}, \quad (3.18)$$

де h_{out} - відстань між зовнішніми гранями віток колони, м. При $h_h > 1,2$ м глибина замуровування приймається 1.2 м. Крім того, величина заглиблення колон у стакан повинна задовольняти вимоги запуску робочої арматури колон.

Глибина запуску робочої арматури класу А300С колон прямокутного перерізу з бетону класу В20 і вище, становить 20d розтягнутої та 10d - стиснутої робочої арматури, для двовіткових колон тих же класів арматури та бетону відповідно 25d та 10d. Для робочої арматури класу А400С колон прямокутного перерізу, глибина запуску приймається відповідно 25d та 15d для розтягнутої та стиснутої зони, і 30d та 15d - для двовіткових колон (d - діаметр робочої арматури).

Мінімальну товщину стінок неармованого стакана належить приймати не менше 0,75 висоти верхнього уступу або 0,75 глибини стакана. Товщина стінок армованого стакана, які розташовані перпендикулярно до площини дії згинального моменту, повинна бути не менше $0,2h_c$ при $e_0 \leq 2h_c$ та $0,3h_c$ при $e_0 > 2h_c$. У будь-якому випадку товщина стінок армованого стакану приймається не менше 175 мм. Для двохвіткової колони у тому і другому випадках - $0,2h_{out}$.

Висоту фундаменту приймають кратною 150 мм при його висоті до 1200 мм, а далі - кратною 300 мм. Розміри у плані підшви фундаменту, уступів та підколонника рекомендується приймати кратними 300 мм. Висоту уступів приймають рівною 300, 450 мм, а при великій висоті плитної частини - 600 мм.

Винесення нижнього уступу фундаменту при тиску на ґрунт p під його підшвою, без урахування ваги фундаменту та ґрунту на його уступах, до 350 кПа приймається не більше $3,0h_{01}$. При $p > 350$ кПа – не більше $2,5 h_{01}$. Тут h_{01} - робоча висота нижнього уступу.

Для залізобетонних фундаментів слід призначати бетон класу В 12,5 та В15.

Армування підшви окремих фундаментів рекомендується виконувати зварними сітками з арматури періодичного профілю класу А400С відповідно до [3].

Позначення сіток:

$$xC \frac{dk - S}{d_1 k_1 - S_1} BxE \frac{a_1 + a_2}{a},$$

де x - тип сітки: 1-5; C - сітка зварна; C_p - сітка рулонна; d та d_1 - діаметр відповідно поздовжніх та поперечних стержнів, мм; k та k_1 клас арматури відповідно поздовжніх та поперечних стержнів; S та S_1 - крок відповідно поздовжніх та поперечних стержнів, мм; B і E - ширина та довжина сітки, см; a_1 та a_2 - випуски поздовжніх стержнів, мм; a - теж саме, поперечних, мм.

Наприклад,

$$2C - \frac{14A400C - 150}{12A400C - 100} 235x325 \frac{25x25}{50}.$$

Рекомендується приймати крок стержнів в обох напрямках 200 мм. У цьому випадку він не вказується.

Для визначення випусків поздовжніх та поперечних стержнів при умові, що їхні кроки по 200 мм кожен, а бокові захисні шари бетону по 25мм, існує таке правило. Якщо ширина або довжина підосви фундаменту в дециметрах кратна двом, то величина випуску дорівнює 75 мм, а якщо не кратна - 25 мм,

Типи сіток:

- 1 – важкі, з робочою арматурою в поздовжньому напрямку;
- 2 - теж саме, в двох напрямках;
- 3 - теж саме, в поперечному напрямку;
- 4 – легкі, з поперечними стержнями на всю ширину сітки;
- 5 – легкі, із зміщеними стержнями.

Діаметр робочих стержнів, що укладаються вздовж сторони фундаменту розміром 3 м і менше, повинні бути не менше 10 мм; діаметр робочих стержнів, які укладаються вздовж сторони розміром більше 3 м - не менше 12 мм.

Висота фундаменту під сталіні колони визначається глибиною замурування анкерних болтів. Анкерні болти діаметром d_1 повинні бути замурувані в фундамент на величину, яка дорівнює $25d_1$ для анкерів з відгином та $15d_1$ для болтів з анкерною плитою. Крім того, необхідно виконати перевірку на місцеве зім'яття відповідно до [3]. Геометричні розміри уступів підколонника та фундаменту в цілому аналогічні описаним раніше.

3.6 Навчально-методичні рекомендації

Проектування фундаментів мілкового закладання у відкритих котлованах становить проблемну ситуацію, хоча у більшості випадків і пов'язане з лінійними розрахунками. Дійсно, навіть досвідченому проектувальнику нелегко відразу визначити оптимальну величину глибини закладання фундаменту, особливо для безпідвальних споруд. При збільшенні глибини закладання збільшується розрахунковий опір ґрунту і, отже, зменшуються розміри фундаменту, а проведення земляних робіт за вартістю та трудомісткістю в 2-3 рази менше, ніж зведення монолітних фундаментів. Слід мати на увазі, що при збільшенні глибини закладання, збільшується і об'єм фундаментних стін, так що оптимальне рішення при цьому визначається тільки техніко-економічним порівнянням варіантів.

Розрахунок розмірів підосви фундаментів здійснюється методом ітерацій, тобто з неодноразовим повторенням обчислень, що неминує приводить до випадкових помилок.

Для вирішення проблемної ситуації з використанням ЕОМ рекомендується такий методичний підхід.

1. Якщо дозволяють інженерно-геологічні умови будівельного майданчика і конструктивні особливості споруди, на геологічному розрізі намічають декілька варіантів глибини закладання з інтервалом не менше 0,5 м з урахуванням раніше наведених вимог.

2. Для кожного з варіантів підготовляють початкові дані відповідно до вимог.

3. Після роздрукування результатів розрахунку на ЕОМ з урахуванням конструктивних вимог (для монолітних фундаментів кратності розмірів підосви 300 мм, а для збірних - відповідності стандартним розмірам) визначають остаточні розміри підосви фундаментів. При цьому площа підосви фундаментів повинна бути не менша розрахункової і не набагато її перевищувати для запобігання перевитрати матеріалу. Наприклад, розрахункові значення ширини та довжини підосви квадратного фундаменту під колону, обчисленої на ЕОМ, складають 2,5х2,5 м, площа 6,25 м². Оптимальні розміри підосви з урахуванням конструктивних вимог – 2.4х2,7 м, площа – 6.48 м². Інше рішення приводить до перевитрати залізобетону. Крім цього, змінювання глибини закладання теж допомагає прийняти найбільш економічний варіант.

4. Якщо розміри підосви за оптимальним варіантом прийняті, то визначають середній тиск на ґрунт основи, а для навчальних цілей виконують перевірку крайових тисків.

3.7 Приклад розрахунку

Потрібно розрахувати поперечні розміри підосви фундаменту під збірну колону промислової споруди в її підвальній частині.

Початкові дані: поперечні розміри колони 0,5х0,7 м, глибина підвалу 2,0 м, розрахункові навантаження для розрахунків за другою групою граничних станів ($\gamma_f = 1$): $N = 1600\text{kH}$; $M_x = 200\text{kH}\cdot\text{м}$; $M_y = 0$ (вертикальна сила прикладена на рівні обрізу фундаменту, згинальний момент - на рівні підосви).

Ґрунти основи та їх фізико-механічні характеристики показані на розрізі (рис. 3.6).

Користуючись формулою (3.16), визначаємо конструктивну висоту фундаменту

$$H_f = 70 + 200 + 50 + 700 = 1020 \text{ мм}$$

та відповідно до конструктивних вимог приймаємо $H_f = 1,05 \text{ м}$. Тоді глибина закладання фундаменту нижче підлоги підвалу $d_1 = 1,05 + 0,15 = 1,2\text{м}$, де 0,15 м - товщина підлоги підвалу.

Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підосви фундаменту

$$\gamma'_{II} = \frac{\gamma_{II,2}h_2 + \gamma_{II,3}h_3}{h_2 + h_3} = \frac{18,8 \times 2,2 + 1,92 \times 1}{2,2 + 1,0} = 18,9 \text{ кН/м}^3.$$

Оскільки зворотне засипання котловану здійснюється ґрунтами шарів 2 та 3, потужність і питому вагу рослинного шару не враховуємо.

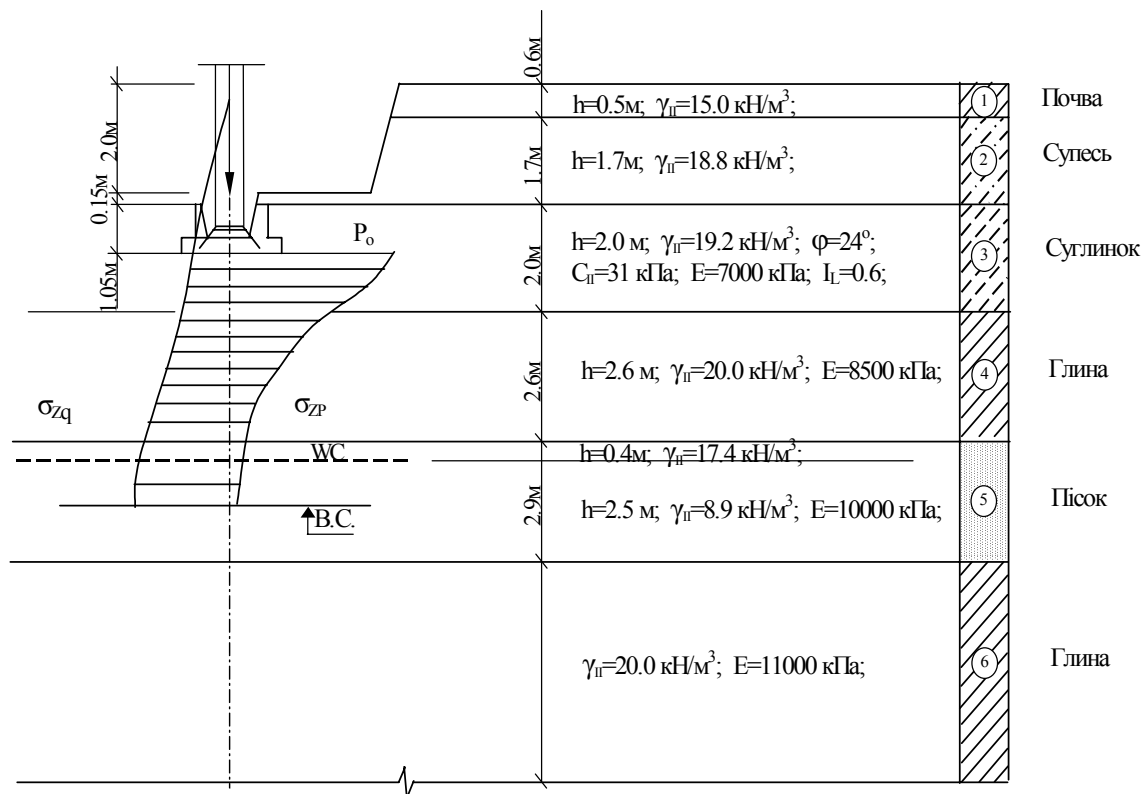


Рисунок 3.6 – Схема розташування фундаменту в ґрунті

Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту нижче підосви фундаменту на глибину 2м

$$\gamma_{II} = \frac{\gamma_{II,3}h_3 + \gamma_{II,4}h_4}{h_3 + h_4} = \frac{19,2 \times 1 + 20,0 \times 1}{1 + 1} = 19,6 \text{ кН/м}^3.$$

Співвідношення сторін підосви фундаменту приймаємо таким самим як і співвідношення поперечних розмірів колони $z = 1,4$.

Коефіцієнти умов роботи відповідно до табл. 3.3 при відношенні $L/H=4$ складають $\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,0$. Оскільки характеристики ґрунтів визначені дослідями, $k = 1,0$.

Для стовпчастих прямокутних фундаментів $IM = 1$, для промислової споруди з мостовими кранами середньої вантажопідйомності $II_L = 2$. Мінімальна ширина фундаменту з умов забезпечення замурування колони в стакан 1,2 м (див. §3.5).

Визначимо поперечні розміри підосви фундаменту методом послідовних наближень.

Умовний розрахунковий опір ґрунту основи $R_0 = 250 \text{ кПа}$ (табл. 2.11).

Площа фундаменту в першому наближенні

$$A_1 = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt} d} = \frac{1600}{250 - 20 \times 3,2} = 8,52 \text{ м}^2.$$

Ширина та довжина фундаменту в першому наближенні:

$$b_1 = \sqrt{\frac{8,52}{1,4}} = 2,47 \text{ м}; \quad l_1 = 1,4 \times 2,47 = 3,46 \text{ м}.$$

З урахуванням кратності 300 мм приймаємо $b_1 = 2,7 \text{ м}$, $l_1 = 3,6 \text{ м}$. У цьому випадку середній тиск під подошвою фундаменту

$$p = \frac{1600}{2,7 \times 3,6} + 20 \times 3,2 = 165 + 64 = 229 \text{ кПа}.$$

Максимальний крайовий тиск у напрямку дії згинального моменту

$$p_{\max, x} = 229 + \frac{200 \times 6}{2,7 \times 3,6^2} = 229 + 34 = 263 \text{ кПа}.$$

Оскільки $M_y = 0$, то $p_{\max \text{ кут}} = p_{\max, x} = 263 \text{ кПа}$.

Мінімальний крайовий тиск

$$p_{\min, x} = 229 - 34 = 195 \text{ кПа}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи (формула (3.4))

$$R = \frac{1,1 \times 1,0}{1,0} [0,72 \cdot 2,7 \cdot 19,6 + 3,87 \cdot 1,2 \cdot 18,9 + (3,87 - 1) \cdot 2,0 \cdot 18,9 + 6,45 \cdot 31] = 477 \text{ кПа}.$$

Як видно, розрахунковий опір ґрунту основи набагато перевищує одержаний тиск під подошвою, отже, розміри фундаменту слід зменшити.

Приймаємо ширину подошви $b_2 = 2,1 \text{ м}$, а довжину $l_2 = 2,7 \text{ м}$. Одержимо:

$$p = \frac{1600}{2,1 \times 2,7} + 64 = 282 + 64 = 346 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 346 + \frac{200 \times 6}{2,1 \times 2,7^2} = 346 + 78 = 424 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 346 - 78 = 268 \text{ кПа};$$

$$R = 1,1(0,72 \cdot 2,1 \cdot 19,6 + 369) = 468 \text{ кПа}.$$

Фундамент знову виявився неекономічним. Приймаємо в третьому наближенні $b_3 = 1,8 \text{ м}$, а $l_3 = 2,4 \text{ м}$. Одержимо:

$$R = 1,1(0,72 \cdot 1,8 \cdot 19,6 + 369) = 463 \text{ кПа};$$

$$p = \frac{1600}{1,8 \times 2,4} + 64 = 370 + 64 = 434 \text{ кПа} < 463 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 434 + \frac{200 \times 6}{1,8 \times 2,4^2} = 434 + 116 = 550 \text{ кПа} < 1,2R = 555 \text{ кПа};$$

$$p_{\min} = 434 - 116 = 318 \text{ кПа} > 0.$$

Отже, всі необхідні граничні нерівності виконуються, причому дуже близько до рівності, і тому приймаємо остаточно $b = 1,8 \text{ м}$, $l = 2,4 \text{ м}$.

Результати підрахунку на ЕОМ наведені нижче.

РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТУ МІЛКОГО ЗАКЛАДАННЯ

ПРІЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ:

1. Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту під подошвою фундаменту c_{II} , кПа	31
2. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя того ж ґрунту φ_{II} , град.	24
3. Вертикальна розрахункова сила, прикладена на рівні обрізу фундаменту, N , кН.	1600
4. Розрахункові згинальні моменти, прикладені на рівні подошви фундаменту, відносно	
- осі x , M_x , кН м	200
- осі y , M_y , кН м	0
5. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище подошви фундаменту, γ_{II}' , кН/м ³	18,9
6. Теж саме, нижче подошви фундаменту, γ_{II} , кН/м ³	19,6
7. Приведена глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу d_1 , м	1,2
8. Глибина підвалу від відмітки планування d_b , м	2,0
9. Коефіцієнт k	1
10. Коефіцієнт умов роботи γ_{c1}	1,1
11. Коефіцієнт умов роботи γ_{c2}	1
12. Співвідношення сторін подошви фундаменту $Z = \ell/b$	1,33
13. Показник типу фундаменту, IM	1
14. Показник ступеня відповідальності споруди IL	2
15. Початкова мінімальна ширина b стовпчастого або стрічкового фундаменту, діаметр круглого або зовнішній діаметр кільцевого фундаменту, м	0,9
15. Початковий внутрішній діаметр $d_{вн}$ кільцевого фундаменту, м	1

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ:

Розрахунковий опір ґрунту основи, R , кПа	462,9
Середнє значення тиску під подошвою фундаменту, p , кПа	435,31
Максимальні крайові тиски під подошвою фундаменту:	
- $p_{max,x}$, кПа	551,63
- $p_{max,y}$, кПа	435,31
Максимальний кутовий тиск під подошвою фундаменту, $p_{max,кут}$, кПа	551,63
Мінімальні крайові тиски під подошвою фундаменту:	
- $p_{min,x}$, кПа	318,98
- $p_{min,y}$, кПа	435,31
Ширина подошви фундаменту	1,80
Довжина подошви фундаменту	2,39

4 РОЗРАХУНОК ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Класифікація паль та пальових фундаментів

Паль - вертикальний або похилий стояк, розташований у ґрунті, з бетону, залізобетону, металу, дерева, який сприймає навантаження від споруди і передає його на більш щільні шари ґрунту вістрям та боковою поверхнею. Палі класифікуються за такими ознаками: способом виготовлення, характером роботи в ґрунті, конструктивними особливостями.

За способом виготовлення палі поділяються на такі види:

а) готові, які виготовляються в заводських умовах і занурюються в ґрунт за допомогою пальобійних молотів, віброзанурювачів або іншим шляхом;

б) набивні, що улаштовуються в ґрунті в свердловинах і виготовляються безпосередньо на будівельному майданчику; в свою чергу вони підрозділяються на такі види:

- буронабивні, що виготовляються в попередньо пробурених свердловинах з розширенням або без нього з подальшою установкою інвентарної бетоноподавальної труби та подальшим витягуванням в міру укладання бетону;

- набивні у виштампуваних свердловинах, що улаштовуються методом попереднього забивання інвентарних труб із закритим нижнім кінцем, які залишаються в ґрунті або витягаються в міру заповнення свердловини бетоном.

За характером роботи в ґрунті палі розділяються на палі - стояки і висячі палі.

До паль - стояків належать палі, що прорізують слабкі ґрунти і спираються нижнім кінцем на скельні, або ґрунти, що практично не стискаються. Внаслідок того, що вертикальне переміщення палі вниз неможливе, тертя по боковій поверхні відсутнє.

Висячі палі (палі тертя) передають навантаження нижнім кінцем на ґрунт, що стискається, а також працюють боковою поверхнею.

За конструктивними особливостями палі поділяються за формами поперечного та поздовжнього перерізів.

За формою поперечного перерізу палі бувають квадратні, прямокутні, круглі, трикутні, та інші. Ці палі можуть бути як суцільними так і порожнистими.

За формою поздовжнього перерізу палі поділяються на призматичні або циліндричні, пірамідальні або конічні, трапецієподібні та гвинтові, що занурюються в ґрунт способом вгвинчування.

Найбільше застосування знаходять забивні призматичні палі квадратного поперечного перерізу, номенклатура яких наведена в табл. 4.1

Буронабивні палі доцільно застосовувати під важкі споруди, коли щільні ґрунти залягають глибше 12-20 м. За вартістю та трудомісткістю

вони значно поступаються перед забивними палями. Номенклатура буронабивних паль наведена в табл. 4.2.

Суттєвий ефект досягається при застосуванні пірамідальних паль під розпірні конструкції (рами), оскільки при їх забиванні утворюється значна зона ущільненого ґрунту, що дає змогу витримувати значні горизонтальні навантаження у порівнянні з іншими видами паль.

Гвинтові палі застосовуються тільки при наявності висмикуючих навантажень.

Усі забивні палі маркуються буквеними та цифровими позначками із зазначенням типу та стану арматури. Наприклад, П8-30 - паля довжиною 8м з поперечником 30 см без попередньо напруженої арматури; ПН10-35- паля довжиною 10 м з поперечником 35 см з попередньо напруженою арматурою; ПН_{др} 12-30 - паля довжиною 12м з попередньо напруженою арматурою.

Стандартних марок буронабивних паль не існує, відрізняють їх типи в залежності від виду, стану ґрунтів та способу їх виготовлення (табл. 4.3).

Таблиця 4.1 - Номенклатура суцільних забивних паль квадратного перерізу

Ширина грані, см	Довжина палі, м	Модуль довжини, м	Примітка
20	3-6	0,5	
25	4,5-6	0,5	до довжини 6 м модуль 0,5 м, більше 6 м -1 м
30	3-12	0,5-1	
35	8-16	1	
40	13-16	1	У промисловому та цивільному будівництві не застосовуються

Таблиця 4.2 - Номенклатура буронабивних паль

Тип палі	Діаметр, мм		Довжина палі, м	Висота роз- ширення, м	Об'єм роз- ширення, м ³
	ствола	розширення			
1	2	3	4	5	6
БПС	500	1200	10-30	0,67	0,439
		1400			0,565
		1600			0,708
	600	1600	10-30	0,82	0,903
	800	1800		1,09	1,600
БПВ _г	1000			-	-
	1200			-	-
БПВ _г	600	1600	10-20	0,60	0,679
БПВ _о	600	1600	10-30	0,60	0,679
	800	1800		0,80	1,196

Продовження таблиці 4.2

БПВ	880	-	10-50	-	-
	980				
	1080				
	1180				
БПС _м	400	-	2-4	-	-
	500				

Таблиця 4.3 - Способи виготовлення буронабивних паль

Тип палі	Спосіб виготовлення палі	Обладнання
БПС	Обертальним бурінням у стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловини	Верстати СО-2
БПВ _г	Обертальним бурінням у нестійких водонасичених ґрунтах з закріпленням стінок глинистим розчином	Верстати СО-1200
БПВ _о	Обертальним та ударно-канатним бурінням у нестійких водонасичених ґрунтах з закріпленням стінок свердловини трубами, які залишаються в ґрунті	Верстати УРБ-ЗАМ
БПВ	Те ж саме, з витягуванням інвентарних обсадних труб	Верстати СП-45, верстати зарубіжних фірм
БПС _м	Обертальним бурінням у сухих стійких глинистих ґрунтах без закріплення стінок свердловини.	Ямобури

У складних інженерно-геологічних умовах, коли щільні ґрунти залягають на великій глибині, застосовують складені забивні палі. Номенклатура цих паль наведена в таблиці 4.4.

Таблиця 4.4 - Номенклатура складених паль

Марка складеної палі	Марка ланки палі	
	Верхньої	нижньої
1	2	3
П14-30С П15-30С П16-30С П17-30С П18-30С П19-30С П20-30С	П6-30ВС П7-30ВС П8-30ВС	П8-30НС
	П4-30ВС П5-30ВС П6-30ВС П7-30ВС П8-30ВС	П12-30НС

Продовження таблиці 4.4

1	2	3
П14-35С П15-35С П16-35С П17-35С	П6-35ВС П7-35ВС П8-35ВС П9-35ВС	П8-35НС
П18-35С П19-35С П20-35С П21-35С П22-35С П23-35С П24-35С	П6-35ВС П7-35ВС П8-35ВС П9-35ВС П10-35ВС П11-35ВС П12-35ВС	П12-35НС

4.2 Визначення несучої здатності забивних паль

Застосовування паль найбільш раціональне в тому випадку, коли їх несуча здатність за ґрунтом близька до несучої здатності за матеріалом конструкції (ствола).

Несуча здатність палі за ґрунтом розраховується за умовою [7]

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k}, \quad (4.1)$$

де N - розрахункове навантаження, що передається на палю, кН.;

F_d - несуча здатність палі, кН.;

γ_k - коефіцієнт надійності, що встановлюється в залежності від кількості паль у фундаменті і від способу визначення F_d , $\gamma_k = 1,2 \dots 1,75$.

Несуча здатність за ґрунтом палі, яка спирається на скельний або ґрунт, який практично не стискається, визначається як сила розрахункового опору ґрунту основи тільки під нижнім кінцем палі, кН:

$$F_d = \gamma_c R A, \quad (4.2)$$

γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; $\gamma_c = 1$;

R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі-стояка, який приймають таким:

а) для усіх видів забивних паль, які спираються на скельний та ґрунт, що мало стискається, $R = 20$ МПа;

б) для набивних та бурових паль і паль-оболонки, які заповнені бетоном, і заглиблених у невивітрілий скельний ґрунт не менше ніж на 0,5м, - за формулою:

$$R = \frac{R_{c,n}}{\gamma_g} \left(\frac{l_d}{d_f} + 1,5 \right), \quad (4.3)$$

де $R_{c,n}$ - нормативне значення границі міцності на одноосний стиск скельного ґрунту у водонасиченому стані, кПа;

γ_g - коефіцієнт надійності за ґрунтом, $\gamma_g = 1,4$;

l_d - розрахункова глибина занурення набивної палі в скельному ґрунті, м;

d_f - зовнішній діаметр заглибленої у скельний ґрунт набивної палі, м.

Несуча здатність висячої забивної палі, яка працює на вертикальне стискує навантаження, визначається як сума сил розрахункових опорів ґрунтів основи під нижнім кінцем палі та на її боковій поверхні:

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{cR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right), \quad (4.4)$$

де R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі [7, табл. 1], який визначається в залежності від виду ґрунту та глибини занурення нижнього кінця палі (табл. 4.5), кПа;

u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі, м;

f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту основи по боковій поверхні [7, табл. 2], який визначається в залежності від виду ґрунту та глибини занурення середини цього шару від рівня природного рельєфу, кПа (табл. 4.6);

h_i - товщина i -того шару ґрунту, дотичного з боковою поверхнею, м;

γ_{cR} та γ_{cf} - коефіцієнти умов роботи ґрунту відповідно під нижнім кінцем палі і по боковій поверхні [7, табл. 3], які враховують вплив способу занурення палі на розрахунковий опір ґрунту. Для суцільних та порожнистих паль із закритим нижнім кінцем, які занурюються механічними (підвісними), пароповітряними та дизельними молотами $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$.

При зануренні забиванням або вдавлюванням у попередньо пробурені лідерні свердловини із заглибленням кінців паль не менше 1 м нижче вибою свердловини $\gamma_{cR} = 1$, а γ_{cf} у цьому випадку приймається в залежності від діаметра свердловини: при діаметрі свердловини, рівному стороні квадратної палі – $\gamma_{cf} = 0,5$; на 0,05 м менше сторони квадратної палі – $\gamma_{cf} = 0,6$; на 0,15 м менше сторони квадратної палі – $\gamma_{cf} = 1,0$.

Для визначення глибини занурення H нижнього кінця палі та середньої глибини розташування шару ґрунту (примітка 2) можна скористатись такими формулами: при плануванні зрізанням від 3 до 10 м:

$$H = H_{\Pi} - h_3 + 3\text{м}; \quad (4.5)$$

при плануванні підсипанням (наживом) від 3 до 10 м:

$$H = H_{\Pi} + h_{\Pi} - 3\text{м}, \quad (4.6)$$

де H_{Π} - глибина занурення нижнього кінця палі від рівня природного рельєфу, м;

h_3 та h_{Π} - товщина відповідно зрізання і підсипання, м.

Таблиця 4.5 - Розрахунковий опір під нижнім кінцем забивних паль та паль-оболон, що занурюються без виймання ґрунту, кПа

Глибина занурення нижнього кінця палі	Піщані ґрунти середньої щільності						
	гра-велисті	крупні	-	середньої крупності	дрібні	пилуваті	
	пилувато-глинисті ґрунти при показнику текучості, I_L , рівному						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примітки: 1. Над рискою дані значення R для піщаних ґрунтів, під рискою - для пилувато-глинистих.

2. У таблицях 4.5 та 4.6 глибину занурення нижнього кінця палі та середню глибину розташування шару ґрунту при планування території зрізанням, підсипанням, наливом до 3 м слід приймати від рівня природного рельєфу, а при цих же видах планування від 3 до 10 м - від умовної відмітки, розташованої відповідно на 3 м вище рівня зрізання або на 3 м нижче рівня підсипання.

3. Для щільних піщаних ґрунтів, ступінь щільності яких визначався за даними статичного зондування, значення R за табл. 4.5 для паль, занурених без підмивання або лідерних свердловин, слід збільшувати на 100%. При визначенні ступеня щільності ґрунту за даними інших видів інженерних вишукувань значення R для щільних пісків слід збільшити на 60%, але не більше ніж до 20000 кПа.

Таблиця 4.6 - Розрахунковий опір на боковій поверхні забивних паль, кПа

Середня глибина розташування шару ґрунту, м	Піщані ґрунти середньої щільності								
	крупні та гра-велисті	дрібні	пилу-ваті	-	-	-	-	-	-
	Пилувато-глинисті ґрунти при показникові текучості I_L рівному								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примітки:

1. При визначенні розрахункового опору на боковій поверхні паль слід урахувати вимоги примітки 2 до таблиці 4.5.

2. Для проміжних глибин занурення та проміжних значень показника тягучості пилувато-глинистих ґрунтів R і f_i в табл. 4.5 та 4.6 визначаються інтерполяцією.

3. При визначенні за табл. 4.6 розрахункових опорів ґрунтів по боковій поверхні, пласти ґрунтів слід розбивати на однорідні шари товщиною не більше 2м.

4. Значення розрахункового опору щільних піщаних ґрунтів по боковій поверхні паль треба збільшувати на 30% порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 4.6.

5. Розрахункові опори супісків та суглинків з коефіцієнтом пористості $e < 0,5$ і глин з $e < 0,6$ слід збільшувати на 15% порівняно зі значеннями, наведеними в табл. 4.6, при будь-якому значенні показника текучості.

4.3 Визначення несучої спроможності набивних паль

Несуча спроможність набивної палі-стояка та висячих набивних паль, які улаштовуються методом занурення інвентарних труб із закритим нижнім кінцем, набивних віброштампованих та набивних у виштампованому ложі, визначається як для забивних паль.

Несуча здатність буронабивних висячих паль обчислюється за формулою (4.4), а вхідні до неї величини визначаються таким чином:

$\gamma_c = 0.8$ у випадку обпирання палі на пілувато-глинисті ґрунти із ступенем вологості $S_r < 0.9$ та лесові ґрунти, в інших випадках $\gamma_c = 1$; γ_{cf} приймається відповідно до табл. 4.7 [7, табл. 5]: f_1 - приймається відповідно до табл. 4.6; R - для пілувато-глинистих ґрунтів визначається за табл. 4.8 [7, табл. 7], а для великоуламкових ґрунтів з піщаним заповнювачем та піщаних ґрунтів

$$R = 0,75\alpha_4(\alpha_1\gamma'_1 d + \alpha_2\alpha_3\gamma_1 h), \quad (4.7)$$

де $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти [7, табл. 6.], які визначаються в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ϕ_1 ґрунту під нижнім кінцем палі, діаметра палі або розширення d та глибини закладання нижнього кінця h від поверхні планування чи від рівня природного рельєфу (при плануванні зрізанням) (табл. 4.9);

γ'_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту під нижнім кінцем палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води) і γ_1 - усереднене (по шарах) розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі (при водонасичених ґрунтах з урахуванням зважувальної дії води). Усі інші позначення ті ж самі, що і у формулі (4.4).

Таблиця 4.7 - Значення коефіцієнтів умов роботи палі, γ_{cf}

Палі та способи їх улаштування	Коефіцієнт умов роботи палі γ_{cf}			
	в пісках	в супісках	в суглинках	в глинах
1 Набивні при забиванні інвентарної труби з подальшим її витягуванням	0,8	0,8	0,8	0,7
2 .Набивні віброштамповані.	0,9	0,9	0,9	0,9
3.Бурові, в тому числі з розширенням, які бетонуються: а) при відсутності води в свердловині (сухим способом), а також при використанні обсадних інвентарних труб	0,7	0,7	0,7	0,6
б) під водою або під глинистим розчином	0,6	0,6	0,6	0,6

Таблиця 4.8 - Розрахунковий опір R , кПа, під нижнім кінцем набивних та бурових паль з розширенням або без нього

Глибина закладання нижнього кінця палі, м	Пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості I_L рівним						
	0	0,1	0,2	0,2	0,4	0,5	0,6
3	850	750	650	500	400	300	250
5	1000	850	750	650	500	400	350
7	1150	1000	850	750	600	500	450
10	1350	1200	1050	950	800	700	600
12	1550	1400	1250	1100	950	800	700
15	1800	1650	1500	1300	1100	1100	800
18	2100	1900	1700	1500	1300	1150	950
20	2300	2100	1900	1650	1450	1250	1050
30	3300	3000	2600	2300	2000	-	-
40	4500	4000	3500	3000	2500	-	-

Примітка:

Для проміжних глибин закладання нижніх кінців паль значення R визначається інтерполяцією.

Таблиця 4.9 - Значення коефіцієнтів α_1 , α_2 , α_3 , α_4

Коефіцієнти	Розрахункові значення кута внутрішнього тертя, ϕ_1 , град.								
	23	25	27	29	31	33	35	37	39
α_1	9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108,0	163,0
α_2	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127,0	185,0	260,0
α_3 при $\frac{h}{d}$, м:									
4,0	0,78	0,79	0,80	0,82	0,84	0,85	0,85	0,85	0,87
5,0	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
7,5	0,68	0,70	0,71	0,74	0,76	0,78	0,80	0,82	0,84
10,0	0,62	0,65	0,67	0,70	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
12,5	0,58	0,61	0,68	0,67	0,70	0,73	0,75	0,78	0,80
15,0	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
20,0	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
22,5	0,46	0,51	0,55	0,60	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
25,0 і більше	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,70	0,74	0,77

Продовження таблиці 4.9

α_4 , при d , м: 0,8 і менше									
	0,34	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,22
4,0	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Примітки:

1. Для проміжних значень ϕ_1 , h/d та d значення коефіцієнтів α_1 , α_2 , α_3 , α_4 визначаються інтерполяцією.
2. Застосування формули (4.7) правомірне тільки в тому випадку, коли забезпечується заглиблення паль у ґрунт, прийнятий за основу їх нижніх кінців, не менше ніж на діаметр палі (або діаметр розширення для паль з розширенням), але не менше 2 м.

4.4 Розрахунок та конструювання пальових фундаментів

Визначивши несучу здатність палі, приступають до розрахунку та конструювання пальового фундаменту. На відміну від фундаменту мілкого закладання, де має місце лінійний розрахунок, при розрахунку пальового фундаменту зустрічаються певні труднощі, пов'язані з дуже широким діапазоном конструктивних рішень. Тому рекомендується такий порядок роботи:

1. Визначають глибину закладання підосви ростверку.
2. Вибирають несучий шар ґрунту під нижнім кінцем палі.
3. Вибирають тип палі, її довжину та розміри поперечного перерізу.
4. Розраховують несучу здатність палі та визначають розрахункове навантаження на неї.
5. Визначають кількість паль і розміщують їх у ростверку.
6. Розраховують фактичне навантаження на кожну палю з урахуванням ваги палі, ростверку, ґрунту на його уступах та згинальних моментів (якщо вони є).
7. Конструюють ростверк.
8. Визначають осідання основи пальового фундаменту.

Глибину закладання підосви ростверку призначають у залежності від його конструктивної висоти, геологічної будови майданчика, конструктивних особливостей споруди (наявність підвалу, підземних комунікацій, тощо). Допускається для безпідвальних споруд підосву ростверку розташовувати вище глибини сезонного промерзання, при умові улаштування подушки з ґрунтів (гравію, щебеню і таке інше), що не здимаються.

Попередню висоту ростверку для каркасних споруд із збірними колонами (див. §3.5) призначають виходячи з умови замурування колони в стакан та товщини дна стакану, яка приймається не менше 400 мм. Для споруд із металевими або монолітними залізобетонними колонами висота

ростверку залежить від умови забезпечення анкерування колони у фундаменті.

Конструктивна висота стрічкового ростверку призначається не менше 400 мм.

Несучий шар ґрунту під нижнім кінцем палі вибирають з урахуванням глибини його розташування, потужності шару та його фізичних характеристик. Перевагу надають гравелистим, крупно- та середньозернистим піскам, пилувато-глинистим ґрунтам з показником текучості $I_L = 0-0,3$. При цьому потужність несучого шару повинна бути достатньою для заглиблення палі, а товщина шару ґрунту під вістрям - не менше 3-4 діаметрів (або більшої сторони поперечного перерізу палі) у випадку, коли нижче залягають ґрунти з гіршими показниками фізичних властивостей. Не слід використовувати як несучий шар пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0,6$ тому, що у цьому випадку несуча здатність палі буде низькою і повинна визначатись експериментально в польових умовах.

Тип палі, її довжину та розміри поперечного перерізу вибирають у залежності від ґрунтових умов будівельного майданчика, величини й характеру діючих навантажень, глибини розташування підошви ростверку та несучого шару ґрунту з урахуванням можливостей обладнання для улаштування пальових фундаментів. Так, при великих навантаженнях і значній глибині залягання несучого шару, доцільно застосовувати набивні палі з розширенням або без нього, а при розпірних навантаженнях - пірамідальні палі. У практиці будівництва частіше за все застосовують забивні призматичні палі. Як уже відмічалось, довжина паль визначається глибиною розташування несучого шару і величиною заглиблення палі в цей ґрунт. Відповідно до [7] заглиблення забивних паль у несучі крупноуламкові ґрунти, гравелісті, крупні та середньої крупності піски, пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L < 0,1$ повинно бути не менше 0,5 м, в інші нескельні ґрунти не менше 1 м. Крім того враховують величину замурування голів паль у ростверки, яка при вільному обпиранні ростверку на палі складає 5...10 см, а у випадку жорсткого обпирання розраховується відповідно до [3].

Поперечний переріз палі вибирають у залежності від її довжини, а для забивних паль ці розміри регламентуються стандартами (див. § 4.1).

Несучу здатність палі та допустимі розрахункові навантаження на неї розраховують за формулами (4.2)-(4.4) або визначають за результатами польових випробувань.

Кількість паль у куці або на одиницю довжини стрічкового ростверку:

$$n = \frac{N_0}{N}, \quad (4.8)$$

де N_0 - розрахункове навантаження на фундамент; N - розрахункове навантаження на палю, що визначається за формулою (4.1).

Забивні висячі палі в кущі розташовують рядами або у шаховому порядку при мінімальній відстані між осями паль $3d$ та максимальній - $6d$ (d - діаметр палі або більший розмір поперечного перерізу). У стрічковому ростверку розташування паль може бути однорядним та багаторядним (два ряди і більше) при таких само відстанях між осями паль у рядах та між ними. Зрозуміло, що кількість паль на одиницю довжини в стрічковому ростверку може бути дрібним числом, а відстань між осями паль:

$$l = \frac{1}{n}. \quad (4.9)$$

Мінімальна допустима відстань між осями забивних паль-стояків $1,5d$.

Відстань між зовнішніми гранями поруч розташованих буронабивних паль діаметром $0,8$ м і більше не допускається меншою 1 м, а відстань між зовнішніми гранями розширень, здійснених у твердих та напівтвердих пилювато-глинистих ґрунтах - $0,5$ м, в інших нескільких ґрунтах - 1 м.

Фактичне навантаження на кожен палю визначають з урахуванням ваги палі, ростверку та ґрунту на його уступах. При наявності згинальних моментів фактичне навантаження на палю, кН:

$$N_{\phi} = \frac{N_d}{n} \pm \frac{M_x y}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x}{\sum x_i^2} \leq N, \quad (4.10)$$

де N_d - розрахункове навантаження на фундамент з урахуванням ваги палі та ґрунту на його уступах, кН;

M_x та M_y - згинальні моменти відповідно відносно осей x та y , кНм;

x_i та y_i - відстань від головних осей підшви ростверку до осі кожної палі, м;

x та y - відстань від головних осей підшви ростверку до осі палі, для якої обчислюється розрахункове навантаження, м.

Допускається перевантаження палі від постійних та тривалих навантажень, не більше ніж на 5% , від короточасних (вітрових та кранових) - не більше ніж на 20% [7]. У таких самих межах допускається і недовантаження палі.

Після розміщення паль у ростверку та перевірки фактичного навантаження на палю, конструюють ростверки. При однакових відстанях між рядами паль розміри кущового ростверку,

$$\left. \begin{aligned} l_p &= d_{sl}(n-1) + d + 2l_c; \\ b_p &= d_{sb}(m-1) + d + 2l_c \end{aligned} \right\} \quad (4.11)$$

де l_p та b_p - довжина і ширина підшви ростверку, м;

d_{sl} та d_{sb} - відстань між осями паль у рядах відповідно по довжині і ширині підшви, м;

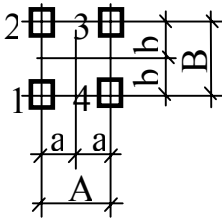
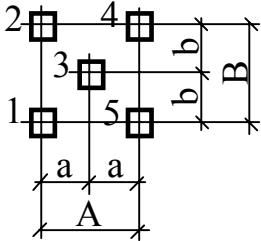
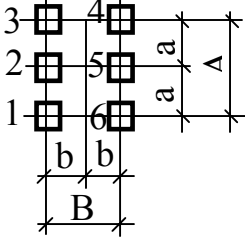
n , m - кількість рядів паль відповідно по довжині і ширині;

d - діаметр палі або відповідна сторона поперечного перерізу, м;

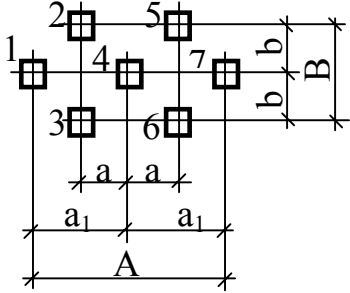
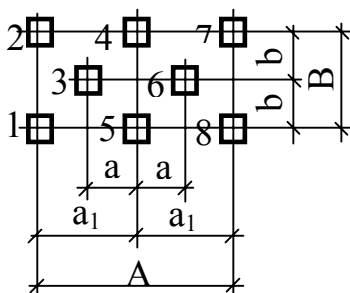
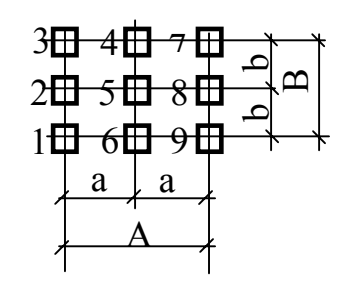
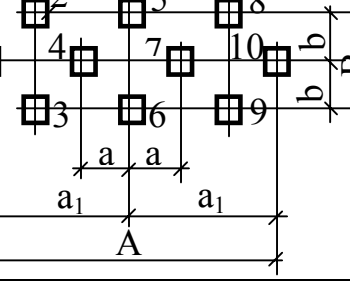
l_c - звіс ростверку $l_c = 10 \dots 15$ см, але не більше $0,5d$.

Якщо відстань між рядами паль не однакова, то розміри ростверку можна визначати за таблицею 4.10, де наведені параметри типових палевих кушів із забивних паль для одноповерхових та багатоповерхових промислових будівель. Слід зазначити, що мінімальна кількість паль для одноповерхових будівель - 4, а для багатоповерхових (кількість поверхів більше 2) - 2 палі.

Таблиця 4.10 – Параметри типових палевих груп (кушів) із забивних паль для промислових споруд

Типова схема палевого куща	Розмір перерізу палі, мм	Розміри, мм				
		a	a ₁	A	в	B
1	2	3	4	5	6	7
4 палі 	300x300	450		900	450	900
		600		1200		
		650		1300		
		800		1600		
	350x350	600		1200	450	900
		750		1500		
		1050		2100		
		600		1200		
5 паль 	300x300	650		1300	650	1300
		800		1600		
		950		1900		
		1100		2200		
	350x350	1075		2150	625	1250
		1255		2450		
		900		1800		
6 паль 	300x300	900		1800	450	900
		1100		2200		
		1250		2500		
	350x350	1050		2100	600	1200
		1200		2400		

Продовження таблиці 4.10

1	2	3	4	5	6	7
7 паль 	300x300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350x350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
8 паль 	300x300	475	950	1900	800	1600
		625	1250	2500	650	1300
	350x350	525	1050	2100	900	1800
		675	1350	2700		
9 паль 	300x300	900		1800	900	1800
		1100		2200		
		1400		2800		
		1550		3100		
	350x350	1050		2100	1050	2100
		1225		2450		
		1375		2750		
		1650		3300		
10 паль 	300x300	450	1350	2700	900	1800
		500	1500	3000		
	350x350	550	1650	3300	900	1800
		600	1800	3600		

Ширина стрічкового ростверку

$$b_c = d_{sb} (n-1) + d + 2l_c, \quad (4.12)$$

де n – кількість рядів паль по ширині ростверку.

Поперечні розміри підшви кушового ростверку призначають кратними 300 мм, висоту – 150 мм, розміри стрічкового ростверку кратні 200 мм.

При стаканному сполученні ростверку та збірної колони конструктивні розміри стаканної частини аналогічні стовпчастим фундаментам.

Осідання основи пального фундаменту розраховують за способами, наведеними в розділі 5.

4.5 Алгоритм і програма розрахунку палиових фундаментів

Програма передбачає розрахунок кількості паль у куші або на один метр довжини стрічкового ростверку при дії вертикального центрально-прикладеного навантаження. Коректування кількості паль та їх розміщення в плані при наявності згинальних моментів у навантаженні виконуються студентом вручну.

Розглядаються забивні призматичні, циліндричні та набивні палі будь-якого типу.

4.5.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ

Для розрахунку необхідні такі початкові дані:

1) сторона квадратної, a , або діаметр круглої палі, м;
2) діаметр розширення палі, $d_{\text{рзш}}$, при відсутності розширення $d_{\text{рзш}} = d$, м;

3) показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі, I_L . Якщо під нижнім кінцем палі розташований піщаний ґрунт, то вводиться коефіцієнт крупності пісків A_L , який приймають для пісків:

гравелистих	- 0;
крупних	- 0,1;
середньої крупності	- 0,3;
дрібних	- 0,4;
пилюватих	- 0,5;

4) усереднений показник текучості (крупності), B , ґрунтів від нижнього кінця палі до підшви ростверку. Усереднення здійснюється з урахуванням товщини шарів. Показник крупності для пісків при усередненні приймається:

крупних та середньої крупності	- 0,2;
дрібних	- 0,3;
пилюватих	- 0,4;

5) показник типу паль, I_M . Для забивних паль та набивних, які улаштовуються способом пробивання свердловин $I_M = 0$. Для інших набивних паль $I_M = 1$.

6) показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі, I_N . Приймається для ґрунтів:

піщаних	- 0;
глинистих	- 1;

7) глибина закладання нижнього кінця палі від поверхні ґрунту, H , м, з урахуванням примітки 2 до табл. 4.5;

8) глибина закладання підошви ростверку, Z , м. При відсутності ростверку (для буронабивних поодиноких паль) $Z=0$;

9) розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаних ґрунтів під нижнім кінцем палі, φ_1 , град. При глинистих ґрунтах - будь-яке число;

10) показник форми поперечного перерізу ствола палі, I_L . Приймається для паль:

круглих - 1;

квадратних - 0;

11) розрахункове значення питомої ваги ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважувальної дії води γ_1 , кН/м^3 . При розрахунку забивних паль - будь-яке число;

12) усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, кН/м^3 . Усереднення здійснюється з урахуванням товщини шарів та зважувальної дії води. При розрахунку забивних паль - будь-яке число;

13) коефіцієнт умов роботи γ_c ;

14) коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі γ_{cR} ;

15) усереднений коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі γ_{cf} ;

16) розрахункова вертикальна сила, яка діє на куш (або на один метр погонної довжини стрічкового пальового фундаменту), кН .

4.5.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення та роздрукування початкових даних.

2. Визначення периметру та площі поперечного перерізу палі.

3. Визначення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі.

Відповідно до [7] ця величина визначається за допомогою ряду таблиць. Для спрощення програми розрахунку була виконана апроксимація таблиць, внаслідок цього визначення величини R здійснюється за такими формулами, кПа :

а) для забивних та набивних паль, які улаштовуються пробиванням свердловин:

для глинистих ґрунтів

$$R = 10H(3,11 - 2,7I_L)^3 + 10\exp(6,52 - 4I_L), \quad (4.13)$$

де I_L - показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі;

H - глибина закладання нижнього кінця палі відповідно до примітки 2 до табл. 4.5, м;

для піщаних ґрунтів

$$R = 10H(3,104 - 2,978A_L)^3 + 10\exp(6,69 - 3,9A_L), \quad (4.14)$$

де A_L - показник, який приймається відповідно до п. 4.5.1;

б) для бурових та інших паль, що улаштовуються шляхом буріння свердловин:

для глинистих ґрунтів

$$R = 10H \exp(2,19 - 1,01I_L) + 10(3,81 - 2,75I_L)^3; \quad (4.15)$$

для піщаних ґрунтів за формулою (4.7), у якій коефіцієнти $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ визначаються за формулою (4.16):

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \exp(0.1795\varphi_1 - 1,9815); \\ \alpha_2 &= \exp(0.164\varphi_1 - 0,995); \\ \alpha_3 &= 1.0178 - 0,001875\varphi_1 - (0,2164 - 0,00475\varphi_1)\sqrt{H/d_{pзи}} \\ \alpha_4 &= [8,152 - 0,555(d_{pзш} - 0,8)] \frac{1}{\varphi_1}. \end{aligned} \quad (4.16)$$

Усі інші позначення відповідно до п. 4.5.1 цього посібника.

4. Визначення розрахункового опору по боковій поверхні палі $\Sigma f_i h_i$; кН/м. Ця величина визначається теж за допомогою формули, що апроксимує таблицю 4.6.

$$\left. \begin{aligned} \Sigma f_i h_i &= 100 \left(H - e^{-c} \int_0^H e^{-a\sqrt{h}} dh \right); \\ a &= 0,025 (2,28 / A_L - 1); \\ c &= 0,054 (1 / A_L - 1), \end{aligned} \right\} \quad (4.17)$$

де A_L приймається відповідно до п. 4.5.1.

5. Визначення несучої спроможності палі за формулою (4.4).

6. Визначення необхідної кількості паль у кущі або на 1 м погонної довжини стрічкового фундаменту з урахуванням коефіцієнта γ_k у формулі (4.1).

7. До друку виводять такі дані: розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (кПа); несуча здатність палі без урахування коефіцієнта γ_k по боковій поверхні (кН/м) на 1 м погонної довжини периметра поперечного перерізу палі; кількість паль.

Приклад розрахунку за описаною програмою наведений у п.4.7.

4.6 Навчально-методичні рекомендації

Проектування пальових фундаментів будівель та споруд є проблемною задачею, пов'язаною з неоднозначністю розрахунків та вибором найбільш оптимального варіанта. Дійсно, для недосвідченого виконавця важко відразу вибрати несучий шар, тип та марку палі, розрахувати оптимальний варіант пальового фундаменту.

У практиці курсового та дипломного проектування вибір оптимального варіанта пальового фундаменту часто пов'язаний з

неодноразовим перераховуванням несучої спроможності різних марок паль, що без використання ЕОМ дуже важко.

Для вирішення цієї задачі з використанням ЕОМ рекомендується такий методичний підхід:

1. При проектуванні фундаментів із забивних або набивних паль необхідно накреслити в масштабі геологічний розріз будівельного майданчика з нанесенням глибини залягання, потужності та фізичних характеристик кожного шару (питомої ваги, показника текучості для пилувато-глинистих ґрунтів або умовного показника крупності для піщаних ґрунтів).

2. Визначити несучий шар ґрунту (по можливості не один) під нижніми кінцями паль.

3. Розташувати на розрізі ростверк пального фундаменту з усіма необхідними даними.

4. Підібрати декілька варіантів паль за довжиною, перерізом, величиною заглиблення в несучий шар відповідно до вимог, наведених у §4.3, та розмістити їх на розрізі. При цьому слід мати на увазі, що в практиці промислового та цивільного будівництва найбільше розповсюдження одержали забивні призматичні палі квадратного перерізу 30×30 та 35×35 см.

5. Підготувати по кожному варіанту та ретельно перевірити початкові дані (див. п. 4.4.1).

6. Після роздрукування на ЕОМ, щоб уникнути грубих помилок і для навчальних цілей, порівняти обчислені на ЕОМ та табличні значення розрахункового опору ґрунту під нижнім кінцем палі відповідно до [7] (табл. 4.5. та 4.8 посібника).

7. При проектуванні палових фундаментів слід намагатися приймати мінімальну кількість паль як у кушовому так і у стрічковому ростверках. Мінімально допустима кількість паль у кушовому ростверку під колону визначається відповідно до §4.4 [13].

8. Одержавши необхідну кількість паль, їх розташовують у ростверку і перевіряють фактичне навантаження на кожну палю за формулою (4.10). При дії згинальних моментів, якщо ця умова для крайніх паль не виконується, можна використати один із наступних варіантів покращення роботи паль:

- враховуючи, що вартість одного м³ монолітного залізобетону в 2-3 рази менша від вартості такого ж об'єму паль, в першу чергу необхідно в межах допустимого збільшити відстань між осями паль, тим самим зменшивши величину другого та третього доданків у формулі (4.10);

- збільшити кількість паль у куші або зменшити відстань між палями чи кількість рядів паль стрічкового пального фундаменту.

9. При проектуванні фундаментів із буронабивними палями прагнуть одержати їх мінімальну кількість. Тут використовують різні варіанти, варіюють довжину та діаметр палі, влаштовують розширення різних

діаметрів. Найбільш оптимальним варіантом для каркасних споруд є зведення фундаменту з однієї буронабивної палі під колону (якщо поперечний переріз колони не більша від діаметра палі), оскільки у цьому випадку ростверк фундаменту улаштовується в тілі палі, то цим самим зменшується трудомісткість зведення фундаменту. Застосування коротких буронабивних паль нецільне.

4.7 Приклад розрахунку

Необхідно розрахувати фундамент із забивних висячих паль при заданих ґрунтових умовах та навантаженні від надземної частини споруди (рис. 4.1).

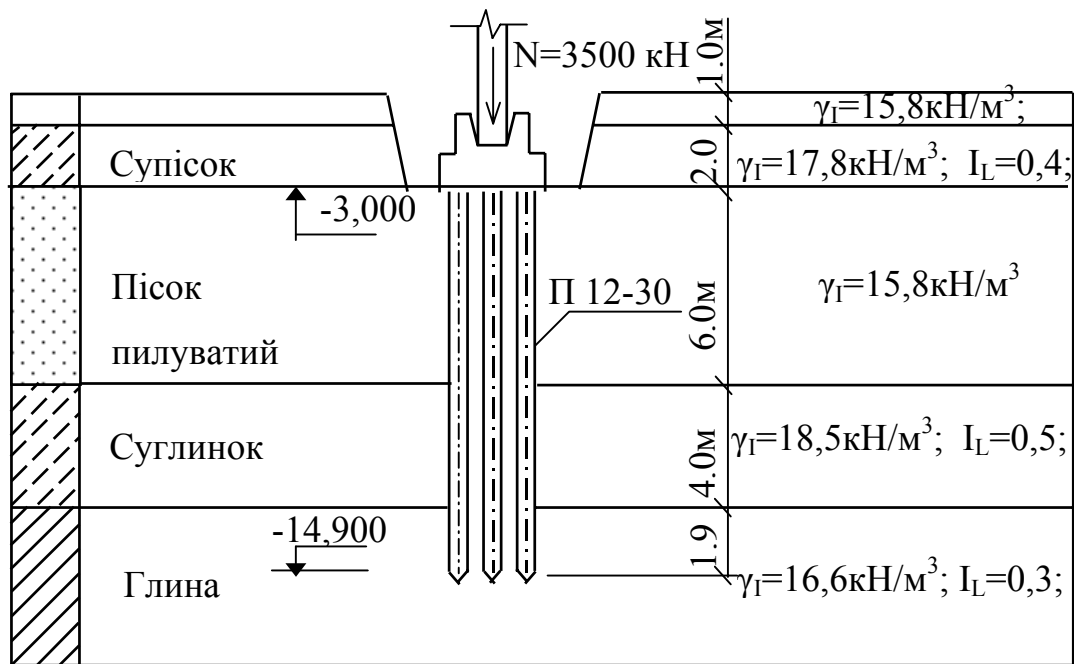


Рисунок 4.1- Схема розташування пального фундаменту у ґрунті

Площа поперечного перерізу палі П12-30 та її периметр:

$$A = 0,3 \times 0,3 = 0,09 \text{ м}^2;$$

$$L = 0,3 \times 4 = 1,2 \text{ м.}$$

Глибина занурення нижнього кінця палі з урахуванням замурування у ростверк (0,1 м) $H=14,90$ м, глибина закладання підшви ростверку $Z=3$ м. Оскільки паля квадратна, забивна і опирається своїм нижнім кінцем на глинистий ґрунт, то $I_L = 0,3$; $I_M = 0$; $I_N = 1$ (див. п. 4.5.1).

Відповідно до [7] для паль, що занурюються дизель-молотами, $\gamma_c = 1$; $\gamma_{cR} = 1$; $\gamma_{cf} = 1$.

Усереднений показник текучості ґрунтів по боковій поверхні:

$$A_L = \frac{0,4 \times 6,0 + 0,5 \times 4,0 + 1,9 \times 0,3}{6,0 + 4,0 + 1,9} = 0,42.$$

Для піску пиловатого (див. п. 4.4.1) прийнято $A_L = 0,4$.

Розрахуємо необхідну кількість паль вручну.

Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі (табл. 4.5.) $R = 4000$ кПа.

Розбиваючи ґрунт по довжині палі на шари потужністю ≤ 2 м та використовуючи дані табл. 4.6, одержимо розрахунковий опір ґрунту по боковій поверхні на 1 м периметра поперечного перерізу :

$$\Sigma f_i h_i = 27 \cdot 2,0 + 30,5 \cdot 2,0 + 33 \cdot 2,0 + 26 \cdot 2,0 + 27 \cdot 2,0 + 50 \cdot 1,9 = 387 \text{ кН/м.}$$

Тоді несуча здатність палі по ґрунту:

$$F_d = 1,0 (4000 \cdot 0,09 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot 387) = 824 \text{ кН.}$$

Необхідна кількість паль у ростверку:

$$n = \frac{N \gamma_k}{F_d} = \frac{3500 \times 1,4}{824} = 5,94.$$

Приймаємо 6 паль.

Результати розрахунку на ЕОМ наведені нижче.

РОЗРАХУНОК ПОТРІБНОЇ КІЛЬКОСТІ ПАЛЬ

ПРІЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ:

1. Сторона квадратної, a , або діаметр круглої палі, м	0,3
2. Діаметр розширення палі, $d_{\text{рзш}}$, м	0,3
3. Показник текучості глинистого ґрунту або коефіцієнт крупності пісків під нижнім кінцем палі, I_L	0,3
4. Усереднений показник текучості (крупності), V , ґрунтів від нижнього кінця палі до підосви ростверку	0,42
5. Показник типу паль, I_M .	0
6. Показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі, I_N .	1
7. Глибина закладання нижнього кінця палі від поверхні ґрунту, H , м	14,9
8. Глибина закладання підосви ростверку, Z , м	3,0
9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаних ґрунтів під нижнім кінцем палі, ϕ_1 , град.	1
10. Показник форми поперечного перерізу ствола палі, I_L	0
11. Розрахункове значення питомої ваги ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважувальної дії води γ_1 , кН/м ³	1
12. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, кН/м ³	1
13. Коефіцієнт умов роботи γ_c	1
14. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі γ_{cR}	1
15. Усереднений коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі γ_{cf}	1
16. Розрахункова вертикальна сила, яка діє на куц (або на один метр погонної довжини стрічкового пальового фундаменту), кН	3500

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

Потрібна кількість паль	5,96
Розрахунковий опір під нижнім кінцем паль, кПа	3910
Питомий опір по боковій поверхні палі, кН/м	392
Несуча здатність палі, кН.	822,3

5 РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАЦІЙ ОСНОВ

5.1 Загальні положення з розрахунку деформацій основ

Для більшості будівель та споруд деформація основи характеризується:

- абсолютним осіданням основи, S , окремого фундаменту;
- середнім осіданням основи споруди $\bar{S}$;
- відносною нерівномірністю осідання двох фундаментів $\Delta S/L$;
- креном фундаменту (споруди) i ;
- відносним прогином або вигином f/L .

Для визначення всіх цих параметрів потрібно знати величину осідання або крену одного чи декількох фундаментів.

В нормах [6] пропонуються дві розрахункові схеми основи при розрахунках деформацій:

- лінійно-деформівного напівпростору з умовним обмеженням глибини товщі H_c , що стискається;
- лінійно-деформівного шару.

Розрахункова схема лінійно-деформівного шару використовується в таких випадках:

а) якщо в межах товщі основи H_c , що стискається, яка визначена як для лінійно-деформівного напівпростору (див. п. 5.1.1), залягає шар ґрунту з модулем деформації $E_1 \geq 100$ МПа і товщиною h_1 , яка задовольняє умову:

$$h_1 = H_c \left(1 - \sqrt[3]{E_2 / E_1}\right) \quad (5.1)$$

де E_2 - модуль деформації ґрунту, який підстилає шар ґрунту з модулем деформації E_1 ;

б) якщо ширина (діаметр) фундаменту $b \geq 10$ м і модуль деформації ґрунтів основи $E \geq 10$ МПа. Допускається наявність в межах товщі, що стискається, прошарків ґрунту з $E < 10$ МПа, якщо їх, сумарна товщина не перевищує $0,2H$.

У всіх інших випадках використовується схема лінійно-деформівного напівпростору.

5.1.1 Розрахунок осідання методом пошарового підсумовування

Осідання основи S , із використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформівного напівпростору, визначається методом пошарового підсумовування [6].

Розрахунок осідань цим методом виконується в такій послідовності:

1. Товща ґрунтового масиву, починаючи від підшови фундаменту, розбивається на шари завтовшки не більше $0,2b$ (b - ширина фундаменту). При цьому межа між шарами з різним модулем деформації повинна служити і межею між шарами методу пошарового підсумовування.

Спочатку ґрунтова товща під фундаментом розбивається на шари на глибину $\sim 2b$.

2. Визначається додатковий тиск під підшвою фундаменту:

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0}, \quad (5.2)$$

де p - середній тиск під підшвою фундаменту, який визначається за формулою (3.3);

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту (при плануванні зрізанням приймають $\sigma_{zg,0} = \gamma_{II}' d$, при відсутності планування чи плануванні підсипанням $\sigma_{zg,0} = \gamma_{II}' d_n$, де γ_{II}' - осереднене значення питомої ваги ґрунту, розташованого вище підшви фундаменту).

3. Будується епюра додаткових вертикальних напруг за глибиною основи $\sigma_{z,pi}$ (рис. 5.1). Ординати епюри визначаються на межах шарів ґрунту, на які розбита товща, що стискається, за формулою:

$$\sigma_{z,pi} = \alpha p_0, \quad (5.3)$$

де α - коефіцієнт затухання напруг з глибиною, який приймається за таблицею 1 додатку 2 [6] в залежності від коефіцієнтів $\xi=2Z_i/b$; $\eta=l/b$, де Z_i - глибина розташування точки, в якій визначається $\sigma_{z,pi}$ від підшви фундаменту.

4. Будується епюра вертикальних напруг від власної ваги ґрунту по глибині основи $\sigma_{z,g,i}$ (див. рис. 5.1). Вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на межі шару, розташованого на глибині Z_i від підшви фундаменту:

$$\sigma_{zgi} = \gamma_{II}' d_n + \sum_{j=1}^m \gamma_{IIj} h_j, \quad (5.4)$$

де γ_{IIj} і h_j - питома вага і товщина шарів ґрунту, які лежать у межах глибини Z_i (у межах цієї глибини кількість шарів буде дорівнювати m).

Питома вага ґрунтів, які залягають нижче від рівня підземних вод, але вище від водонепрохідного шару, повинна прийматись з урахуванням зважувальної дії води (для супісків і пісків). Питома вага ґрунту з урахуванням зважувальної дії води:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (5.5)$$

де γ_w - питома вага води, яка дорівнює 10 кН/м^3 .

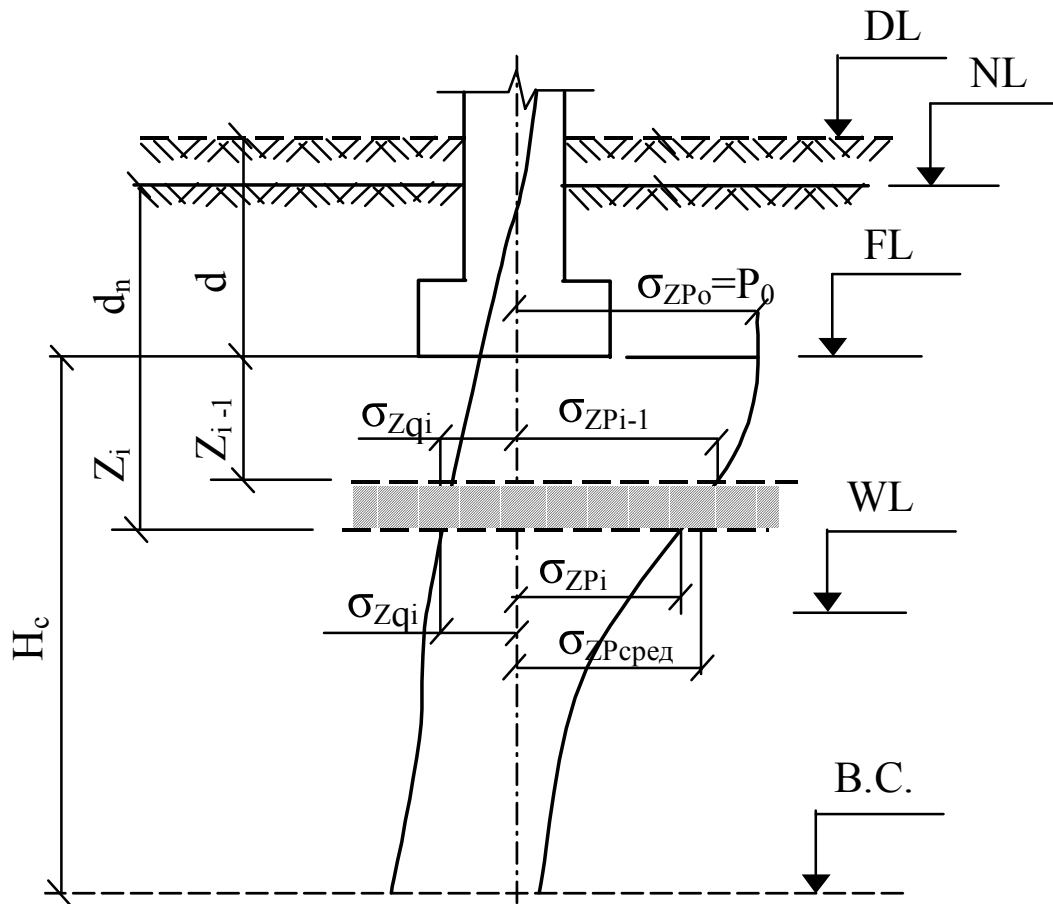


Рисунок 5.1 – Розподілення вертикальних напруг у лінійно деформівному напівпросторі

При визначенні σ_{zg} в водонепрохідному шарі треба враховувати тиск стовпа води, який розташований вище глибини, що розглядається.

5. Визначається положення межі товщі основи, що стискається. Вона приймається розташованою на глибині $Z_i = H_c$, де виконується умова:

$$\sigma_{zpi} \leq 0,2\sigma_{zgi}. \quad (5.6)$$

Будування епюр σ_{zp} і σ_{zg} обмежується цією глибиною.

Якщо знайдена за умовою (5.6) межа товщі, що стискається, знаходиться у шарі ґрунту з модулем деформації $E < 5 \text{ МПа}$ або такий шар залягає безпосередньо нижче глибини $Z = H_c$, нижня межа товщі, що стискається, визначається виходячи з умови:

$$\sigma_{zpi} \leq 0,1\sigma_{zgi}.$$

6. Визначається осідання кожного із шарів, на які розбита товща ґрунтового масиву в межах глибини H_c . Осідання i -того шару

$$S_i = \frac{\sigma_{zpi, \text{ср.}} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.7)$$

де β - безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;

$\sigma_{zpi, \text{сеп}}$ - середнє значення додаткового вертикального нормального напруження в i -тому шарі ґрунту, яке дорівнює півсумі вказаних напруг на верхній Z_{i-1} і нижній Z_i межах шару;

$$\sigma_{zpi, \text{сеп.}} = \frac{\sigma_{zpi-1} + \sigma_{zpi}}{2},$$

де h_i - товщина i -того шару ґрунту;

E_i - модуль деформації цього шару.

7. Визначається повне осідання основи підсумовуванням осідань окремих шарів:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i, \quad (5.8)$$

де n - кількість шарів, на яку розбита товща основи, що стискається, (у межах H_c).

8. Одержана фактична величина осідання основи порівнюється з гранично допустимою S_u [6, додатку 4]. Якщо гранична нерівність $S \leq S_u$ виконується, то розрахунок можна вважати закінченим. Інакше необхідно збільшити розміри підшви фундаменту і знову зробити розрахунок осідання.

5.1.2 Розрахунок осідання методом лінійно-деформівного шару (шару скінченної товщини)

Метод використовується при застосуванні розрахункової схеми ґрунту у вигляді лінійно-деформівного шару. Розрахунок виконується у такій послідовності.

1. Визначається товщина лінійно-деформівного шару H . Якщо в межах товщі, що стискається, залягає практично недеформівний ґрунт, то H приймається від підшви фундаменту до покрівлі цього ґрунту. При ширині (діаметрі) фундаменту $b \geq 10$ м і середньому значенні модуля деформації ґрунтів основи $E \geq 10$ МПа:

$$H = (H_0 + \Psi b)k_p, \quad (5.9)$$

де H_0 і Ψ - приймаються відповідно рівними для основ, складених пилувато-глинистими ґрунтами - 9 м і 0,15; піщаними ґрунтами - 6 м і 0,1;

k_p - коефіцієнт, $k_p = 0,8$ при середньому тиску під підшвою фундаменту $p = 100$ кПа, $k_p = 1,2$ при $p = 500$ кПа, а при проміжних значеннях - за інтерполяцією.

Якщо в межах товщі, що стискається, залягають як піщані так і пилувато-глинисті ґрунти:

$$H = H_s + h_{cl}/3, \quad (5.10)$$

де H_s - товщина шару, розрахована за формулою (5.9) у припущенні, що основа складена тільки піщаними ґрунтами;

h_{cl} - сумарна товщина шарів пілувато-глинистих ґрунтів у межах від підосви фундаменту до глибини, рівної H_{cl} - значенню H , підрахованому за формулою (5.9) у припущенні, що основа складена тільки пілувато-глинистими ґрунтами.

Значення H , яке підраховане за формулами (5.9) і (5.10), збільшується на товщину шару ґрунту з модулем деформації $E < 10$ МПа, якщо цей шар розташований нижче H і товщина його не перевищує 0,2 H . При більшій товщині шару такого ґрунту, а також якщо шари, що лежать вище, мають модуль деформації $E < 10$ МПа, розрахунок деформації основи виконується за розрахунковою схемою лінійно-деформівного напівпростору.

2. Ґрунт у межах лінійно-деформівного шару розбивається на шари, які мають різні модулі деформації (якщо в межах H ґрунт однорідний, то буде один такий шар).

3. Для межі кожного із шарів визначають коефіцієнт затухання напруг по глибині k_i згідно з [6, табл. додат. 2] у залежності від коефіцієнтів $\eta = 1/b$; $\xi = 2Z_i/b$, де Z_i - глибина закладання i -тої межі шарів від підосви фундаменту.

4. Визначається осідання фундаменту

$$S = \frac{pbk_c}{K_m} \sum_{i=1}^n \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}, \quad (5.11)$$

де p - середній тиск під підосвою фундаменту (для фундаментів шириною $b < 10$ м приймається $p = p_0$);

b - ширина прямокутного або діаметр круглого фундаменту,

k_c і k_m - коефіцієнти, які приймаються згідно з [6, табл. 2.3, дод. 2];

n - кількість шарів, які мають різні модулі деформації у межах розрахункової товщини шару H ;

E_i - модуль деформації i -того шару ґрунту.

5. Одержане фактичне осідання порівнюється з гранично допустимим.

5.1.3 Розрахунок крену фундаменту

Крен фундаменту "і" при дії позacentрового навантаження визначається за формулою (для низьких жорстких фундаментів)

$$i = \frac{1 - \nu^2}{Ek_m} k_e \frac{N_e}{(a/2)^3}, \quad (5.12)$$

де E і ν - відповідно модуль деформації і коефіцієнт Пуассона ґрунту основи (коефіцієнт Пуассона приймається рівним для ґрунтів: великоуламкових - 0,27; пісків і супісків - 0,30; суглинків - 0,35; глин - 0,42); у випадку неоднорідності основи значення E і ν приймаються середніми у межах товщі, що стискається (див. нижче);

k_e - коефіцієнт, який приймається за [6, табл. 5, дод. 2];

N - вертикальна складова рівнодіючої усіх навантажень на фундамент на рівні його підшви;

e – ексцентриситет;

a - діаметр круглого або сторона прямокутного фундаменту, у напрямку якої діє момент; для фундаменту з підшвою у формі правильного багатокутника площею A приймається $a = 2\sqrt{A/\pi}$;

k_m - коефіцієнт, який враховується при розрахунках крену фундаментів за схемою лінійно-деформівного шару при $a \geq 10$ м і $E \geq 10$ МПа, і приймається згідно з [6, табл. 3, дод. 2].

Середні (у межах товщі, що стискається, H_c або товщини шару H) значення модуля деформації й коефіцієнта Пуассона ґрунтів основи $\bar{E}$ і $\bar{\nu}$ визначаються за формулами:

$$\bar{E} = \sum_{i=1}^n A_i / \sum_{i=1}^n (A_i / E_i); \quad (5.13)$$

$$\bar{\nu} = \sum_{i=1}^n \nu_i h_i / H, \quad (5.14)$$

де A_i - площа епюри вертикальних напруг від одиничного тиску під підшвою фундаменту в межах i -того шару ґрунту; для схеми напівпростору допускається приймати $A_i = \sigma_{zpi} h_i$ (див. п.5.1.1.), для схеми шару – $A_i = k_i - k_{i-1}$ (див. 5.1.2.);

E_i , h_i , ν_i - відповідно модуль деформації, коефіцієнт Пуассона і товщина i -го шару ґрунту;

H - розрахункова товщина шару; n - кількість шарів, які відрізняються значеннями E і ν у межах товщі, що стискається H_c , або товщини шару H .

При необхідності враховується високе розташування центра ваги й неоднорідність основи у плані.

5.1.4 Розрахунок деформацій основи пальового фундаменту

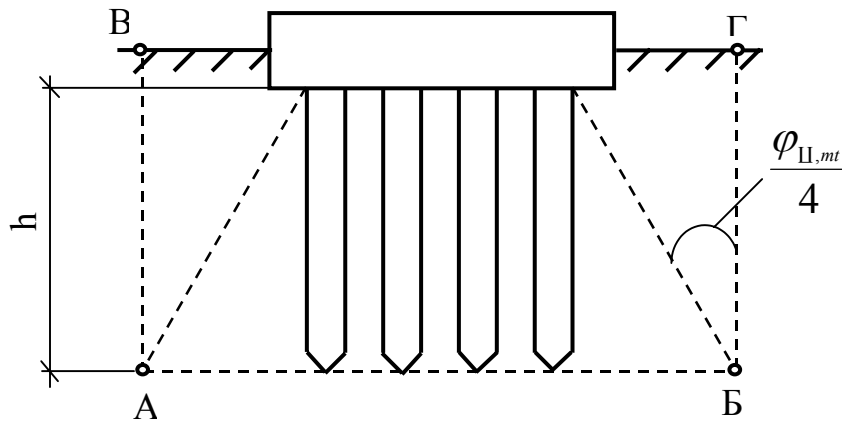


Рисунок 5.2 – Визначення меж умовного фундаменту при розрахунках осідань пальових фундаментів

Розрахунок деформацій основи фундаменту з висячих паль робиться як для умовного фундаменту мілкого закладання на природній основі у відповідності з вимогами п. 5.1.1. і 5.1.2. Межі умовного фундаменту (рис. 5.2) визначаються таким чином:

знизу - площиною АБ, яка проходить через нижні кінці паль,

з боків - вертикальними площинами АВ і БГ, які віддалені від зовнішніх граней крайніх рядів вертикальних паль на відстань $h \cdot \text{tg} \frac{\gamma_{II,mt}}{4}$, але не більше $2d$ (де d - розмір поперечного перерізу палі) у випадках, коли під нижніми кінцями паль залягають пилувато-глинисті ґрунти з показником текучості $I_L > 0.6$,

зверху - поверхнею планування ґрунту ВГ;

тут $\varphi_{II, mt}$ - усереднене розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту в межах довжини палі h :

$$\gamma_{II,mt} = \frac{\sum_{i=0}^n \gamma_{II,i} \cdot h_i}{\sum h_i} \quad (5.15)$$

де $\varphi_{II, i}$ - розрахункові значення кутів внутрішнього тертя для окремих шарів ґрунту, які пройшла паля, товщиною h_i ,

h - глибина занурення палі в ґрунт.

У власну вагу умовного фундаменту при визначенні його осідання включається вага паль і ростверку, а також вага ґрунту в об'ємі умовного фундаменту.

Розміри підосви умовного фундаменту:

$$l_y = l_1 + 2htg \frac{\gamma_{II,mt}}{4}; \quad (5.16)$$

$$b_y = b_1 + 2htg \frac{\gamma_{II,mt}}{4}, \quad (5.17)$$

де l_1 і b_1 - відстань між зовнішніми гранями паль у напрямку довжини й ширини фундаменту.

Розрахунок осідання пальового фундаменту виконується від навантаження:

$$N_{II} = N_{II}^0 + N_{гр} + N_p + N_{паль}, \quad (5.18)$$

де N_{II}^0 - навантаження на рівні обрізу фундаменту з коефіцієнтом надійності по навантаженню $\gamma_f = 1$;

$N_{гр}$, N_p , $N_{паль}$ - відповідно вага ґрунту, ростверку і паль у межах об'єму умовного фундаменту.

При розрахунках осідань пальового фундаменту виконується перевірка шару, який знаходиться нижче від вістря паль:

$$p \leq R, \quad (5.19)$$

де p - середній тиск під подошвою умовного фундаменту

$$p = N_{II}/A_y;$$

R - розрахунковий опір ґрунту основи на рівні подошви умовного фундаменту, який визначається згідно з п. 3.2.2.

Далі розрахунок осідання умовного фундаменту виконується згідно з вимогами п. 5.1.1 та 5.1.2.

Осідання пальового стрічкового фундаменту можна визначити, як осідання умовного стрічкового фундаменту шириною b_y , підрахованою за формулою (5.17).

5.2 Алгоритм і програма розрахунку осідань і кренів фундаментів

Програма складена у відповідності з основними положеннями норм [6] і передбачає визначення осідань (за методом пошарового підсумовування або шару скінченої товщини К. Є. Єгорова), кренів фундаментів, що спричинені зовнішніми навантаженнями, порівняння цих величин з гранично допустимими і коректування розмірів фундаменту у плані, якщо одержані при заданих розмірах осідання або крен перевищують гранично допустимі. Таким чином, у результаті розрахунків можна мати не тільки величини осідань і кренів, але і оптимальні розміри фундаменту, які відповідають критерію гранично допустимих деформацій.

Програма може бути використана для розрахунків стовпчастих, стрічкових та круглих фундаментів.

5.2.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ

Для розрахунку потрібні такі дані:

1. Розрахункове значення (з $\gamma_f = 1$) вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N , кН.

2. Довжина прямокутного фундаменту, l , м (для фундаментів інших типів ця величина вводиться у вигляді будь-якого числа).

3. Ширина прямокутного фундаменту, стрічкового фундаменту або діаметр круглого фундаменту, b , м.

4. Глибина закладання фундаменту від рівня планування, d , м.

5. Глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу, d_n , м.

6. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підшви фундаменту, $\gamma_{п'}$, кН/м³.

7. Гранична величина осідання фундаменту S_u .

8. Показник типу фундаменту, що приймається за рекомендаціями п.3.4.1.

9. Кількість шарів ґрунту з різними значеннями модуля деформації та питомої ваги нижче підшви фундаменту, n .

10. Відомості про кожний з цих шарів:

- потужність, h , м;

- розрахункове значення питомої ваги, $\gamma_{п,i}$, кН/м³;

- модуль деформації, E_i , кПа;

- коефіцієнт Пуассона, ν_i ;

- показник типу ґрунту IL , (для піщаних ґрунтів $IL = 1$, для глинистих $IL = 2$).

11. Показник методу розрахунку осідань (підсумовування $IN = 1$, при використанні метода шару скінченої товщини $IN = 2$).

12. При необхідності визначення крену фундаменту (для високих жорстких споруд) вводять додатково:

- розрахункове значення згинального моменту на рівні підшви фундаменту відносно осі x , M_x , кН·м (вибір напрямку осей здійснюється відповідно з п. 3.4.1);

- те ж саме, але відносно осі y , M_y , кН·м;

- граничне значення крену фундаменту, i_u .

5.2.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення і перевірка початкових даних.

2. Підрахування площі підшви і тиску по підшві фундаменту в залежності від його типу.

3. Підрахування додаткового тиску по підшві фундаменту.

4. Розрахунок осідання фундаменту за заданим методом у відповідності з рекомендаціями [6].

При використанні методу пошарового підсумовування кожен з шарів з різним E_i розбивається на елементарні шари товщиною 0,2 b .

Коефіцієнт затухання напруг по глибині визначається за формулами:
для прямокутних фундаментів:

$$\alpha = 0,637 \left[\frac{blz(l^2 + b^2 + 8z^2)}{(16g^3 z^2 + gb^2 l^2)} + \arcsin \frac{bl}{\sqrt{(l^2 + 4z^2)(b^2 + 4z^2)}} \right]$$

де $g = 0,5\sqrt{l^2 + b^2 + 4z^2}$;

- для круглих фундаментів

$$\alpha = 1 - \frac{m^3}{\sqrt{(1 + m^2)^3}},$$

де $m = 2z/b$;

z - відстань від підшви фундаменту до межі елементарних шарів, де визначається коефіцієнт α .

Положення нижньої межі товщі, що стискається, визначається за одною з умов $\sigma_{zp} < 0,2\sigma_{zg}$ або $\sigma_{zp} \leq 0,1\sigma_{zg}$ у відповідності з вказівками [6].

При використанні методу шару скінченної товщини нижня межа товщі, що стискається, визначається положенням шару з модулем деформації $E > 100$ МПа або за формулами (5.9) і (5.10). Коефіцієнт затухання напруг з глибиною k_j визначається інтерполюванням таблиці 4 додатку 2 [6].

5. Порівняння одержаного значення осідання фундаменту з гранично допустимим. У випадку невиконання граничної нерівності $S \leq S_u$, розміри підшви фундаменту збільшуються і розрахунок осідання повторюється до виконання граничної нерівності.

6. Підрахування крену фундаменту за формулою (5.12). При цьому для визначення середніх значень модуля деформації і коефіцієнта Пуассона за формулами (5.13) і (5.14) використовуються проміжні результати розрахунку осідань (площа епюри напружень σ_{zp} і величина осідання). Коефіцієнт k_1 визначається інтерполюванням табл. 5 [6, дод. 2].

7. Порівняння одержаного значення крену фундаменту з гранично допустимим значенням. Якщо гранична нерівність $i \leq i_u$ не виконується, розміри підшви фундаменту збільшуються і розрахунок повторюється спочатку (включаючи розрахунок осідань) до виконання граничної нерівності.

8. На друк видаються значення осідання S , m , розмірів підшви і глибини товщі, що стискається (в метрах) за результатами першого етапу розрахунків (без розрахунку крену). Ці розміри задовольняють граничні нерівності $S \leq S_u$ тільки за осіданням.

Якщо передбачений розрахунок крену, то потім роздруковуються остаточні значення крену, осідання і розмірів фундаменту. Ці розміри задовольняють одночасно граничні нерівності $S \leq S_u$, $i \leq i_u$.

Примітки:

1. При наявності в межах товщі, що стискається, ґрунту з $E \geq 100$ МПа, який має потужність, достатню для використання при розрахунках осідань методом шару скінченої товщини, цей шар при введенні початкових даних повинен бути останнім. Шари, що лежать нижче цього шару ґрунту, не описуються.

2. Якщо попередня ширина фундаменту близька до 10 м, рекомендується підготувати два варіанти вихідних даних: з $IN = 1$; з $IN = 2$. Якщо остаточний розмір ширини фундаменту буде більшим 10м, приймають варіант з $IN = 2$, а інакше з $IN = 1$.

3. Урахування зважувальної дії ґрунтових вод робиться таким чином. Якщо нижня межа товщі, що стискається, попадає очевидно нижче покрівлі водонепрохідного шару, то враховувати зважувальну дію води не треба.

Якщо положення нижньої межі товщі, що стискається, не визначене по відношенню до покрівлі водонепрохідного шару, то вихідні дані готуються у двох варіантах: з урахуванням і без урахування зважування, при цьому в першому випадку природних шарів буде на один більше (якщо рівень ґрунтових вод розташований у шарі, що зважується водою), тому що шар, у якому розташований рівень ґрунтових вод, розділяється цим рівнем на два природних шари (з різною питомою вагою).

Якщо нижня межа товщі, що стискається, буде за розрахунком вища водонепрохідного шару, треба прийняти перший варіант, а інакше - другий.

5.3 Навчально-методичні рекомендації

Визначення деформацій основи - комплексна задача з елементами проблемних ситуацій. Дійсно, розрахунок осідань фундаментів становить багатоопераційний процес розрахунків, що передбачає розбивання ґрунтової товщі на елементарні шари, підрахування на межі кожного шару додаткового тиску і напружень від власної ваги ґрунту, визначення нижньої межі товщі, що стискається (за методом пошарового підсумовування), розрахунок і підсумовування осідань елементарних шарів. Крім того, якщо розрахункове осідання основи не перевищує 40% гранично допустимого значення, то відповідно до [6, п.2.47], необхідно збільшити на 20% розрахунковий опір ґрунту, що потребує повторення усього циклу розрахунків, починаючи з визначення нових розмірів подошви фундаменту і закінчуючи розрахунком осідання основи. При цьому треба мати на увазі, що підвищений тиск, який встановлюється на основу внаслідок зменшення подошви фундаменту, не повинен викликати більше 50% граничних деформацій і перевищувати значення тиску з умови розрахунку основи за несучою спроможністю. Зрозуміло, що при позацентровому завантаженні фундаменту тиск на краях не повинен перевищувати своїх граничних значень.

При розрахунках основ пальових фундаментів задача дещо спрощується, оскільки перерахунок осідань, в наслідок їх невеликих значень, виключається.

Для полегшення рішення цієї задачі з використанням ЕОМ необхідно виконати наступне:

1. На геологічний розріз нанести в масштабі контури фундаментів, для яких розраховуються осідання, і підготувати вихідні дані (глибина закладання фундаменту, його поперечні розміри - ширина і довжина; середній тиск на ґрунт основи по підшві фундаменту; усереднене значення питомої ваги ґрунту вище підшви; питома вага з урахуванням зважувальної дії води і модулі загальної деформації шарів ґрунту в межах товщі, що стискається, потужність якої приймається приблизно не менше, ніж $2b$ для стовпчастих і $3b$ - для стрічкових фундаментів, де b - ширина підшви фундаменту).

2. Після одержання рішення ЕОМ порівняти розрахункове та гранично допустиме значення осідання і, якщо $S < 0.4S_u$, внести необхідне коректування у розрахунки.

3. Для навчальних цілей за даними ЕОМ приблизно визначити осідання основи, використовуючи при цьому середнє значення додаткового тиску і модуля деформації ґрунтів у межах товщі, що стискається.

5.4 Приклади розрахунків

Приклад 1.

Потрібно розрахувати осідання фундаменту, що має розміри підшви 2.4×1.8 м, завантаженого вертикальним навантаженням $N=1220$ кН. Розташування у ґрунті та глибина закладання згідно з рисунком 3.5. Через те, що в межах можливої потужності товщі, що стискається, розташований рівень ґрунтових вод і водонепрохідний шар (глина) для розрахунків на ЕОМ складаємо два варіанти вихідних даних: з урахуванням та без урахування зважувальної дії води (див. результати розрахунку на ЕОМ, варіанти 1 та 2). Граничні значення деформацій фундаменту прийняті згідно з [6, додаток 4].

Зробимо розрахунок осідання і крену фундаменту вручну.

Оскільки в межах товщі, що стискається, немає шару ґрунту з великим модулем деформації, а розміри фундаменту не перевищують 10 м, для розрахунку осідань використовуємо метод пошарового підсумовування.

Середній тиск під підшвою фундаменту

$$p = 1220 / (2.4 \times 1.8) + 20 \times 3.2 = 346.4 \text{ кПа.}$$

Додатковий тиск на рівні підшви фундаменту:

$$p_0 = 346.4 - 18.9 \times 3.2 = 285.9 \text{ кПа.}$$

Приймаємо товщину елементарного шару $h_i = 0.2b = 0.2 \times 1.8 = 0.36$ м. Коефіцієнт співвідношення сторін фундаменту $\eta = l/b = 2,4/1,8 = 1,33$. Складаємо таблицю розрахункових значень напруг у ґрунті і осідань.

Таблиця 5.1 - Розрахунок осідань основи

z, м	$\xi = 2z/b$	α	$\sigma_{zp,i}$, кПа	σ_{zpmi} , кПа	$\sigma_{zg i}$, кПа	h_i , м	E_i , кПа	S_i , м	σ_{zpmi} h_i
0,36	0,40	0,971	277,0	281,0	67,4	0,36	7000	0,01160	101,0
0,72	0,80	0,842	240,0	258,0	74,3	0,36	7000	0,01060	92,8
1,00	1,11	0,710	203,0	22,0	79,7	0,28	7000	0,00711	62,0
1,08	1,20	0,672	192,0	197,5	81,3	0,08	8500	0,00149	15,8
1,44	1,60	0,518	148,0	170,0	88,5	0,36	8500	0,00576	61,1
1,80	2,00	0,402	115,0	131,6	95,7	0,36	8500	0,00446	47,3
2,16	2,40	0,314	89,7	102,4	102,9	0,36	8500	0,00348	36,8
2,52	2,80	0,250	71,4	80,6	110,1	0,36	8500	0,00273	29,0
2,88	3,20	0,204	58,3	64,8	117,3	0,36	8500	0,00220	23,4
3,24	3,60	0,116	47,4	52,8	124,5	0,36	8500	0,00179	19,0
3,60	4,00	0,139	39,7	43,5	131,7	0,36	8500	0,00148	15,7
3,96	4,40	0,117	33,4	36,6	137,9	0,36	10000	0,00106	13,2
4,00	4,44	0,115	32,8	33,1	138,6	0,04	10000	0,00011	1,3
4,32	4,80	0,100	28,6	30,7	141,4	0,32	10000	0,00078	9,8
4,86	5,20	0,087	24,8	26,7	144,6	0,36	10000	0,00077	9,6
							Σ	0,0554	537,8

$$S = 5,54 \text{ см} < S_u = 8 \text{ см.}$$

Оскільки межа товщі, що стискається, ($z = 4.68$ м) розташована вище водонепрохідного шару, в результаті розрахунку на ЕОМ треба скористатись варіантом 1 (з урахуванням зважувальної дії води).

Приклад 2.

Потрібно розрахувати осідання і крен фундаментної плити силосного корпусу, що складається з 4 залізобетонних банок (рис.5.3). Розрахункове навантаження на основу (для розрахунків за деформаціями): постійне, від власної ваги усієї споруди з урахуванням фундаментної плити, $G = 44.2$ МН, тимчасове, від однієї силосної банки $N_1 = 27$ МН, згинальний момент від вітрового навантаження $M_w = 46$ МНм.

Товщина фундаментної плити 1,2 м, глибина закладання $d_1 = 2.5$ м, розміри в плані 26×26 м, товщина шару зворотного засипання (поверх плити) $h_{bf} = 1,3$ м.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів майданчика приведені в табл. 5.2.

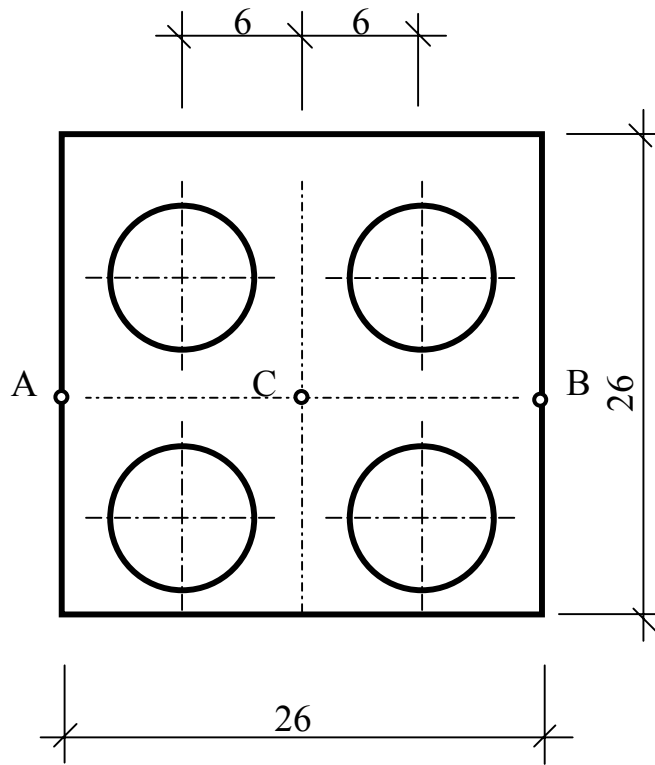


Рисунок 5.3 – План фундаментної плити

Таблиця 5.2 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Назва ґрунту і номер шару	Потужність шару, м	γ_{II} , кН/м ³	e	S_r	I_L	c_{II} , кПа	ϕ_{II} , град	E, МПа	ν
1.Пісок дрібний	6,5	18,7	0,7	0,75	-	2	30	22	0,3
2. Суглинок м'якопластич- ний.	2,25	19,6	0,7	0,89	0,6	21	18	15	0,35
3. Суглинок моренний	9,0	20,7	0,55	0,9	0,4	30	22	40	0,35
4.Пісок пилуватий	2,0	19,9	0,56	0,8	-	6	34	28	0,3

Оскільки ширина фундаметної плити $b > 10\text{м}$ і основа складена ґрунтами з модулем деформації $E > 10\text{МПа}$, для розрахунку деформацій використовуємо схему лінійно-деформівного шару та метод лінійно-деформівного шару (шару скінченої товщини).

Середній тиск під підошвою при повному завантаженні силосу з урахуванням ваги ґрунту зворотного засипання:

$$\rho = \frac{G + 4N_1}{A} + \gamma'_{II} x h_{bf} = \frac{44200 + 4 \cdot 27000}{26^2} + 18,7 \cdot 1,3 = 250 \text{ кПа.}$$

Відповідне значення вертикальної сили на рівні підошви фундаменту (для введення в ЕОМ) з урахуванням ваги ґрунту зворотного засипання:

$$N = G + 4N_1 + \gamma'_{II} h_{bf} A = 44200 + 4 \cdot 27000 + 18,7 \cdot 1,3 \cdot 26^2 = 168500 \text{ кН.}$$

Товщину лінійно-деформівного шару Н визначаємо за формулами (5.9), (5.10). При $p = 250$ кПа коефіцієнт $k_p = 0,95$. Враховуючи, що в основі є як піщаний, так і глинистий ґрунт, одержимо:

$$H_s = (6 + 0,1 \times 26) \times 0,95 = 8,17 \text{ м;}$$

$$H_{cl} = (9 + 0,15 \times 26) \times 0,95 = 12,26 \text{ м.}$$

Сумарна товщина шарів пілувато-глинистих ґрунтів у межах товщі, що дорівнює H_{cl} , складає $H_{cl} = 12,26 - 4 = 8,26$ м.

Тоді значення Н за формулою (5.10) буде

$$H = 8,17 + 8,26/3 = 10,92 \approx 11 \text{ м.}$$

Для визначення осідання основи за формулою (5.11) знаходимо коефіцієнти k , k_m , k_i .

При $\xi' = 2H/b = 2 \cdot 11/26 = 0,85$ за [3, табл. 2 дод. 2] $k_c = 1,4$.

При $b = 26$ м і $E > 10$ МПа за [6, табл. 3 дод. 2] $k_m = 1,5$.

У межах товщини лінійно-деформівного шару $H = 11$ м три шари ґрунту мають різні модулі деформації: пісок дрібний потужністю 6,5-2,5=4,0 м, суглинок м'якопластичний потужністю 2,25 м, суглинок моренний потужністю 11 - 6,25 = 4,75 м.

Відповідні значення коефіцієнтів k_i : згідно з [6, табл. 4 дод. 2]

$$z_1 = 1,0 \text{ м; } \xi_1 = 2 z_1/b = 0,31; k_1 = 0,078;$$

$$z_2 = 6,25 \text{ м; } \xi_2 = 0,48; k_2 = 0,120;$$

$$z_3 = 11,0 \text{ м; } \xi_3 = 0,85; k_3 = 0,213.$$

Осідання плити

$$S = \frac{250 \times 26 \times 1,4}{1,5} \left(\frac{0,078 - 0}{22000} + \frac{0,12 - 0,078}{15000} + \frac{0,213 - 0,12}{40000} \right) =$$

$$= 0,053 = 5,3 \text{ м} < S_4 = 40 \text{ см} \quad [6, \text{табл. дод. 4}].$$

Оскільки силосний корпус є жорсткою спорудою, його крен визначаємо за формулою (5.12).

Попередньо підраховуємо середні (у межах шару товщиною $H = 11$ м) значення модуля деформації і коефіцієнта Пуассона ґрунту основи за формулами (5.13), (5.14).

Виходячи з того, що

$$\sum_{i=1}^3 (k_i - k_{i-1}) = k_3 = 0,213;$$

$$\sum_{i=1}^3 \frac{(k_i - k_{i-1})}{E_i} = \frac{0,078}{22000} + \frac{0,042}{15000} + \frac{0,093}{40000} = 0,00000867,$$

одержимо:

$$E = \frac{0,213}{0,00000867} = 24600 \text{ кПа};$$

$$\nu = \frac{0,3 \times 4 + 0,357}{11} = 0,33.$$

Підраховуємо крен фундаменту споруди, вважаючи її низькою, від позацентрового навантаження: заповнення двох силосних банок і дії вітру.

Згинальний момент на рівні підшви фундаменту:

$$M = M_W + 2 \cdot N_1 \cdot 6 = 4600 + 2 \times 27000 \times 6 = 370000 \text{ кНм}.$$

Коефіцієнт k_e приймаємо за [6, табл. 5, дод. 2]: $k_e = 0.37$.

При $\xi' = 0.85$ і $\eta = l/b = 1$ величина крену

$$i = \frac{1 - 0,33^2}{24600 \times 1,5} - 0,37 - \frac{370000}{133} = 0,0015,$$

що менше від допустимого значення $i_u = 0,004$.

Результати розрахунків на ЕОМ (варіант 3) наведені нижче.

Варіант 1
РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ І КРЕНІВ ФУНДАМЕНТІВ

ПРІЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ:

1. Розрахункове значення (з $\gamma_f = 1$) вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N , кН.
1220
2. Довжина прямокутного фундаменту, ℓ , м 2.4
3. Ширина прямокутного фундаменту, стрічкового фундаменту або діаметр круглого фундаменту, b , м 1.8
4. Глибина закладання фундаменту від рівня планування, d , м 3.2
5. Глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу, d_n , м 3.2
6. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підшови фундаменту, γ_{II}' , кН/м³
18,9
7. Гранична величина осідання фундаменту S_u . 0,08
8. Показник типу фундаменту 1
9. Показник методу розрахунку осідань 1

№ шару	Тип ґрунту	№ ІГЕ	Потужність, h , м	Розрахункове значення питомої ваги, $\gamma_{II,i}$, кН/м ³	Модуль деформації, E_i , кПа
1	2	3	1.0	19.2	7000
2	2	4	2.6	20,0	8500
3	1	5	0,4	17.4	10000
4	1	5	2,5	8.9	10000
5	2	6	10,0	20,0	11000

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

- Осідання фундаменту, S , м 0,0554
- Додатковий тиск, p_0 , кПа 285,9
- Потужність товщі, що стискається, м 4,68
- Ширина стрічкового фундаменту, b , м 1.8

Варіант 2
РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ І КРЕНІВ ФУНДАМЕНТІВ

ПРІЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ:

1. Розрахункове значення (з $\gamma_f = 1$) вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N , кН.
1220
2. Довжина прямокутного фундаменту, ℓ , м 2.4
3. Ширина прямокутного фундаменту, стрічкового фундаменту або діаметр круглого фундаменту, b , м 1.8
4. Глибина закладання фундаменту від рівня планування, d , м 3.2
5. Глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу, d_n , м 3.2
6. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підошви фундаменту, γ_{II}' , кН/м³
18,9
7. Гранична величина осідання фундаменту S_u . 0,08
8. Показник типу фундаменту 1
9. Показник методу розрахунку осідань 1

№ шару	Тип ґрунту	№ ІГЕ	Потужність, h , м	Розрахункове значення питомої ваги, $\gamma_{II,i}$, кН/м ³	Модуль деформації, E_i , кПа
1	2	3	1.0	19.2	7000
2	2	4	2.6	20,0	8500
3	1	5	2,9	17.4	10000
4	2	6	10,0	20,0	11000

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

- Осідання фундаменту, S , м 0,0546
Додатковий тиск, p_0 , кПа 285,9
Потужність товщі, що стискається, м 4,32
Ширина стрічкового фундаменту, b , м 1.8

Варіант 3
РОЗРАХУНОК ОСІДАНЬ І КРЕНІВ ФУНДАМЕНТІВ

ПРІЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ:

- | | |
|--|--------|
| 1. Розрахункове значення (з $\gamma_f = 1$) вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N, кН. | 168500 |
| 2. Довжина прямокутного фундаменту, ℓ , м | 26,0 |
| 3. Ширина прямокутного фундаменту, стрічкового фундаменту або діаметр круглого фундаменту, b, м | 26,0 |
| 4. Глибина закладання фундаменту від рівня планування, d, м | 2.5 |
| 5. Глибина закладання фундаменту від рівня природного рельєфу, d_n , м | 2.5 |
| 6. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунтів вище підосви фундаменту, γ_{II}' , кН/м ³ | 18,7 |
| 7. Гранична величина осідання фундаменту S_u . | 0,40 |
| 8. Показник типу фундаменту | 1 |
| 9. Показник методу розрахунку осідань | 2 |
| 10. Розрахункове значення згинального моменту на рівні підосви фундаменту відносно осі x, M_x , кН·м | 370000 |
| - те ж саме, але відносно осі y, M_y , кН·м | 0 |
| 11. Граничне значення крену фундаменту, i_u | 0,004 |

№ шару	Тип ґрунту	№ ІГЕ	Потужність, h, м	Розрахункове значення питомої ваги, $\gamma_{II,i}$, кН/м ³	Коефіцієнт Пуассона	Модуль деформації, E_i , кПа
1	1	1	4,0	18,7	0,3	22000
2	2	2	2,25	19,6	0,35	15000
3	2	3	9,0	20,7	0,35	40000
4	1	4	2,0	19,9	0,3	28000

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

- | | |
|-------------------------------------|--------|
| Осідання фундаменту, S, м | 0,053 |
| Потужність товщі, що стискається, м | 10,9 |
| Ширина фундаменту, b, м | 26,0 |
| Довжина фундаменту, l, м | 26,0 |
| Значення крену відносно осі x | 0,0015 |
| Значення крену відносно осі y | 0 |

6 ПЕРЕВІРКА СЛАБКОГО ПІДСТИЛКОВОГО ШАРУ І ПРОЕКТУВАННЯ ГРУНТОВИХ ПОДУШОК

6.1 Перевірка слабкого підстилкового шару і корегування розмірів підшви фундаменту

При наявності у межах товщі, що стискається, під фундаментом шару ґрунту меншої міцності, ніж міцність шарів, що залягають вище, нормами [6] передбачена перевірка тиску на покритті слабкого шару.

Якщо слабкий шар розташований на глибині Z від підшви фундаменту (рис. 6.1), то його розміри повинні визначатись так, щоб забезпечувалась умова:

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} \leq R_z, \quad (6.1)$$

де σ_{zp} і σ_{zg} - вертикальні напруження у ґрунті на глибині Z від підшви фундаменту відповідно додаткове від навантаження на фундамент і від власної ваги ґрунту, кПа;

R_z - розрахунковий опір ґрунту зниженої міцності на глибині Z , кПа.

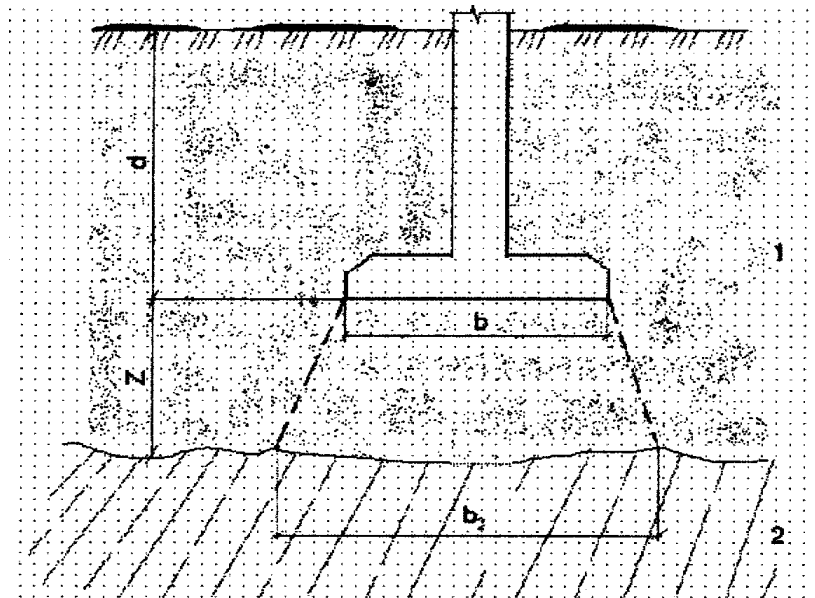


Рисунок 6.1 – Схема для перевірки розрахункового опору на підстилковому шарі ґрунту

1 – ґрунт верхнього шару; 2 – ґрунт підстилкового шару

R_z підраховується за загальною формулою (3.4) для умовного фундаменту шириною b_z , що дорівнює:

$$b_z = \sqrt{A_z + a^2} - a, \quad (6.2)$$

де $A_z = N/\sigma_{zp}$; $a = (l - b)/2$;

N - вертикальне навантаження на основу від фундаменту, кН;

l, b - відповідно довжина і ширина підшви фундаменту, м.

Якщо перевірка слабого шару ґрунту відноситься до стрічкового фундаменту, коли навантаження N дається на 1 м, то умовний фундамент приймають тієї ж довжини, що і довжина фундаменту, який проектується.

Внаслідок цього для стрічкового фундаменту ширина умовного фундаменту

$$b_z = N/\sigma_{zp}. \quad (6.3)$$

Для квадратного фундаменту

$$b_z = \sqrt{A_z}. \quad (6.4)$$

Якщо умова (6.1) не виконується, треба збільшити розміри підосви фундаменту і знову виконати його перевірку за умовою (6.1).

При дуже великих розмірах підосви фундаменту варіант його улаштування на природній основі стає неможливим і потрібно розглянути інші можливі варіанти (фундамент на штучній основі, пальовий фундамент, тощо).

6.2 Визначення розмірів ґрунтових подушок

Якщо поверхневим шаром ґрунтової товщі є слабкий ґрунт і улаштування фундаменту мілкого закладання на природній основі неможливе або потребує дуже великих витрат бетону, можливим варіантом проектного рішення є улаштування піщаних чи з іншого матеріалу (щебеню, гравію, шлаку, відходів різних виробництв) подушок. При заміні в межах зони можливих значних ущільнень і зон зсувів під фундаментом слабого ґрунту на малостисливий з відносно високим опором зсуву, робота ґрунтів основи значно покращується. До матеріалу подушок ставлять такі вимоги: легкість укладання з заданою щільністю, мала стисливість, відносно високий опір зсуву, стійкість скелету при русі ґрунтових вод.

Улаштування ґрунтових подушок здійснюється таким чином: в розроблений котлован чи траншею укладають з ущільненням шари ґрунту подушки завтовшки 20-40 см.

Подушки розподіляють тиск від фундаменту на більшу площу і завдяки розсіюванню напружень зменшують його вплив на слабкий підстилковий шар.

Товщину подушки h_n (рис. 6.2) приймають виходячи з тиску, який можна передати на підстилковий ґрунт. Розрахунковий тиск на цей ґрунт визначають як на підстилковий шар слабого ґрунту за формулою (6.1).

Розміри подушки в плані залежать від опору ґрунту, що розташований обабіч неї, і характеру розподілу напружень по глибині. Для визначення розмірів подушки задаються розподілом напружень у ній під кутом α , який звичайно знаходиться в межах 30-45° (рис. 6.2). Тоді

$$b_n = b + 2h_n \operatorname{tg} \alpha. \quad (6.5)$$

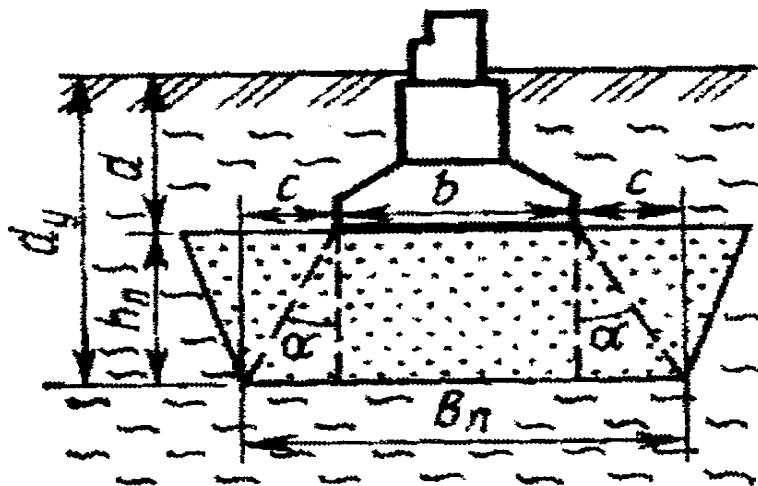


Рисунок 6.2 – Улаштування ґрунтової подушки

Ширина подушки у нижній її частині не повинна бути менша за ширину умовного фундаменту b_z , що визначається за формулами (6.2) - (6.4) на глибині $z = h_n$.

Якщо замінюваний ґрунт, що оточує подушку, дуже слабкий (глинистий водонасичений), то розміри подушки повинні перевірятись за умовами стійкості цього ґрунту. Опір ґрунту, що оточує подушку, має виключити можливість деформації подушки у бокових напрямках.

Для улаштування подушок можна використовувати і місцеві пілуватоглинисті ґрунти, що піддаються ущільненню, якщо подушка розташована вище від рівня ґрунтових вод. Ці ґрунти укладають у подушку при оптимальній вологості під ретельним контролем за однорідністю їх складу і ступенем ущільнення.

Подушки з пілуватоглинистого ґрунту часто застосовують у лесових ґрунтах з метою часткової або повної ліквідації їх властивостей осідання. В цьому випадку призначення їх розмірів має особливості, з якими можна ознайомитись у спеціальній літературі [3,4,5].

У поперечному перерізі подушки можуть мати різну форму у залежності від крутизни скосів котловану. У слабких ґрунтах, що обпливають, не тримають скосу і не сприймають активного бокового тиску (розпору), подушки роблять значно ширшим, ніж підшва фундаменту, з умовою забезпечення їх стійкості і погашення активного бокового тиску тілом подушки. У ґрунтах, що обпливають, подушки можна також підсипати в простір між боковими шпунтовими стінками, які забезпечують стійкість стінок котловану і сприймають боковий розпір.

Подушки можуть улаштовуватись під стовпчасті і стрічкові фундаменти у вигляді окремих масивів або стрічок, а також у вигляді суцільного масиву під всю будівлю.

Важливим питанням є визначення стійкості подушок у слабких ґрунтах. Розміри таких подушок, призначені з умови (6.5), можуть виявитись недостатніми, у результаті чого ґрунт, що оточує подушку,

ущільнюється або переходить в пластичний стан, а подушка роздавлюється (видавлюється).

Задача визначення оптимальних розмірів піщаних подушок на слабких ґрунтах у плані розв'язана Б.І.Далматовим, який запропонував визначати їх розміри, виходячи з умови стійкості призми АСД - випадок 1 (рис. 6.3,а) або АСЕД - випадок 2 (рис.6.3,б). Отримані ним формули (6.6) і (6.7) справедливі при будь-якому характері розподілу тиску по підшві фундаменту.

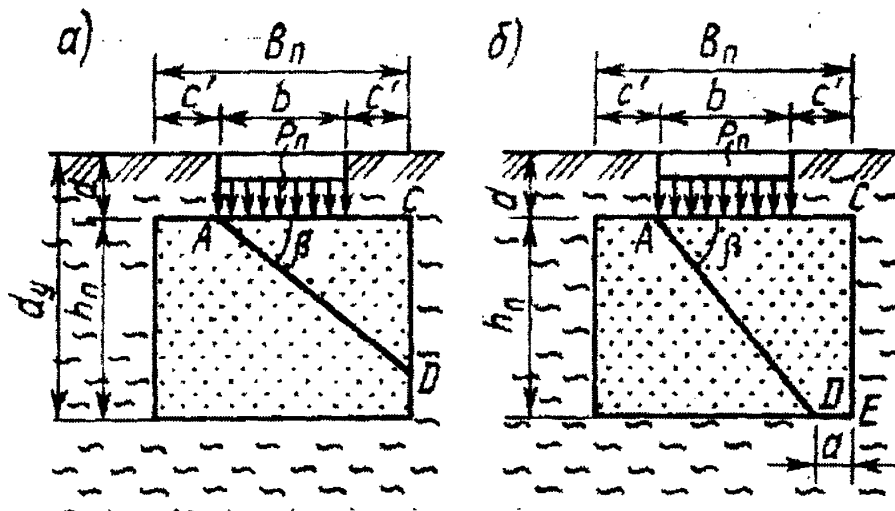


Рисунок 6.3 – Схеми до розрахунку піщаної подушки

Розміри подушки визначають методом послідовних наближень за формулами

$$p_n = \left(\frac{\gamma y^2}{2b} \right) \operatorname{tg} \beta \left[\frac{(y \operatorname{tg} \beta + 2d)}{y \operatorname{tg}(\beta - \varphi_n)} - \frac{2dc}{y^2 \operatorname{tg} \beta} - \gamma_n / \gamma \right]; \quad (6.6)$$

$$p_n = (\gamma / n) \left[\frac{h_n(d + 0,5h_n) + a(d + kh_n - nd)(\operatorname{tg} \varphi_1 + \operatorname{tg}(\beta - \varphi_n))}{[(B_n - a)\operatorname{tg}(\beta - \varphi_n) - a \operatorname{tg} \varphi_1]} - \frac{[(cd + 0,5(b + c + a)kh_n)\operatorname{tg}(\beta - \varphi_n)]}{[(B_n - a)\operatorname{tg}(\beta - \varphi_n) - a \operatorname{tg} \varphi_1]} \right] \quad (6.7)$$

де p_n - граничний тиск, який можна передати по підшві фундаменту;
 β - кут нахилу поверхні можливого зсуву (приймається більшим від кута φ_n);

φ_n і φ_1 - відповідно розрахункові значення кута внутрішнього тертя матеріалу подушки і кута тертя цього матеріалу з підстилковим ґрунтом;

d - глибина закладання підшви фундаменту;

h_n - висота ґрунтової подушки;

c - розширення подушки у кожен бік від фундаменту;

γ_n і γ - відповідно питома вага матеріалу подушки і замінюваного ґрунту;

b і b_n - відповідно ширина фундаменту і підшви подушки;

a - відрізок ДЕ (рис. 6.3, б);

$$y = (b_n + b)/2 = b + c;$$

$$n = b/b_n; \quad k = \gamma_n/\gamma.$$

Прийнявши певні розміри подушки і задавшись різними значеннями кута нахилу площини сповзання β , за формулами (6.6) і (6.7) знаходять мінімальне значення p_n , яке не повинно бути менше середньої інтенсивності тиску $p_{\text{сеп}}$ по підшві фундаменту. Якщо ця умова не виконується, виконують розрахунок при більшій ширині подушки і фундаменту.

Розміри подушки є вдало прийнятими, якщо

$$p_{\text{сеп}} \leq p_n/1,1, \quad (6.8)$$

де 1,1 - коефіцієнт запасу стійкості.

Після визначення розмірів подушки виконується розрахунок основи за деформаціями. Сумарне осідання подушки S_n і ґрунту, що лежить нижче, S не повинно перевищувати допустимої величини S_u для даної будівлі.

Осідання подушки визначається як осідання шару ґрунту з модулем деформації і питомою вагою її матеріалу, одержаними після улаштування подушки.

6.3 Алгоритм і програма перевірки слабкого підстилкового шару та розмірів ґрунтових подушок "SLOJ"

Алгоритмом передбачена перевірка тиску на покрівлю слабкого шару і підбір товщини ґрунтової подушки та її розмірів у плані виходячи з умови не перевищення цим тиском розрахункового опору слабкого шару (6.1).

Перевірка стійкості подушки в масиві слабкого ґрунту алгоритмом не передбачена.

6.3.1 Підготовка початкових даних для введення в ЕОМ

Для розрахунку потрібні такі початкові дані:

1. Довжина фундаменту, l , м.

Для стрічкового фундаменту розрахунок ведеться для одного погонного метра.

2. Ширина фундаменту, b , м.

3. Розрахункове значення вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N , кН.

4. Глибина підвалу від відмітки планування, d_b , м.

5. Глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу, d_1 , м.

6. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підшви фундаменту, γ'_n , кН/м³.

7. Глибина закладання покрівлі слабого шару від підосви фундаменту, z , м.

8. Коефіцієнт умов роботи слабого шару, γ_{c1} .

9. Коефіцієнт умов роботи слабого шару, γ_{c2} .

10. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту слабого шару, φ_{II} , град.

11. Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту слабого шару, c_{II} , кПа.

12. Розрахункове значення питомої ваги ґрунту слабого шару, γ_{II} , кН/м³.

13. Коефіцієнт k [6, формула (7)] для ґрунту слабого шару.

14. Коефіцієнт k_z [6, формула (7)].

15. Усереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту від підосви фундаменту до покрівлі слабого шару, кН/м³.

16. Показник типу розрахунку:

- для перевірки слабого шару - 1;

- для розрахунку подушки - 2.

17. Показник типу фундаменту :

- для стовпчастих прямокутних - 1;

- для стрічкових - 2.

6.3.2 Алгоритм розрахунку

1. Введення початкових даних.

2. Обчислення площі фундаменту і тиску під його підосвою.

3. Визначення додаткового тиску під підосвою.

4. Визначення додаткового тиску і тиску від власної ваги ґрунту на рівні покрівлі слабого шару (або підосви подушки).

5. Визначення ширини умовного фундаменту, b_z , за формулами (6.2) - (6.4).

6. Визначення розрахункового опору слабого шару (або ґрунту, що залягає під підосвою подушки).

7. Перевірка виконання умови (6.1).

8. Якщо умова (6.1) не виконується, то при перевірці слабого шару збільшуються розміри фундаменту і знову повторюється увесь цикл розрахунків до тих пір, поки виконання умови (6.1) не буде забезпечене.

9. Якщо розраховується подушка і умова (6.1) не виконується, то спочатку збільшується товщина подушки (поступово по 0,1 м) до виконання умови (6.1). Якщо товщина подушки досягла 3 м, а умова (6.1) все ж не виконується, то в подальшому товщину подушки залишають постійною (рівною 3 м), і починають збільшувати розміри підосви фундаменту. Розміри підосви збільшують до виконання умови (6.1).

10. Роздрукування вихідних даних і результатів розрахунку. З результатів розрахунку до друку виводяться:

- для перевірки слабого шару: додатковий тиск на рівні покритті слабого шару, тиск від власної ваги ґрунту на тому ж рівні, розрахунковий опір ґрунту слабого шару. Якщо у процесі розрахунку розміри підшви фундаменту збільшені, то вони виводяться на друк;

- для розрахунку подушки: потрібна товщина подушки, потрібна ширина подушки по низу (яка приймається рівною b_z), розміри фундаменту, діючі тиски в рівні підшви подушки, розрахунковий опір ґрунту, що розташований під підшвою подушки.

Приклади розрахунку за допомогою описаної програми наведені у п.6.5.

6.4 Навчально-методичні рекомендації

Перевірка слабого підстилкового шару або проектування фундаменту з подушкою є другим етапом проектування, якому передуює підбір розмірів підшви фундаменту на природній або штучній основі за програмою, приведеною в п.3.4. Третім етапом розрахунку є перевірка величини осідання фундаменту.

Рекомендується такий порядок розрахунку.

При перевірці слабого підстилкового шару

1. Визначають розміри підшви фундаменту на природній основі за програмою «MZ», описаною в п.3.4. Розміри підшви корегують у відповідності з модульною системою або каталогом на збірні залізобетонні фундаментні блоки і подушки.

2. Використовуючи одержані розміри підшви, виконують перевірку слабого підстилкового шару за допомогою програми «SLOJ».

3. Якщо за результатами розрахунків розміри підшви збільшені, то вони знову корегуються у відповідності з модульною системою або каталогом.

4. Розраховують осідання, і при необхідності крен фундаментів за програмою, описаною в п.5.2. («DEFORM»). При збільшенні розмірів підшви фундаментів за результатами розрахунків їх знову корегують у відповідності з модульною системою або каталогом.

При проектуванні ґрунтових подушок

Якщо розміри підшви фундаменту або його деформації за результатами розрахунку на природній основі виявляються надто великими, то приймають рішення про перехід до фундаменту на штучній основі, зокрема на ґрунтовій подушці.

1. Вибирають матеріал подушки, виходячи з конкретних умов будівництва (інженерно-геологічних, гідрогеологічних умов, наявності місцевих матеріалів, тощо). Задаються характеристиками матеріалу подушки (питома вага, вологість, характеристики міцності, модуль деформації), виходячи з досвіду проектування аналогічних подушок.

2. Якщо використання подушки спричинене великими деформаціями основи, то початкові розміри підосви, одержані на першому етапі, можна залишити без змін. Якщо використання подушки спричинене надмірно великими розмірами підосви фундаменту на природній основі, то визначаються нові розміри підосви за програмою «MZ», виходячи з характеристик ґрунту основи, що відповідають характеристикам матеріалу подушки. Оскільки характеристики міцності ґрунту подушки кращі за природні для замінюваного ґрунту, то розміри підосви фундаменту стануть меншими. Одержані розміри корегують у відповідності з модульною системою або каталогом.

3. Задаються початковою товщиною подушки (мінімальна товщина подушки 0,4 м).

4. Визначають необхідну товщину і ширину подушки за допомогою програми «SLOJ».

5. Якщо потрібна товщина подушки виявилась більшою за товщину слабкого шару, то розрахунок за програмою «SLOJ» треба повторити, задавши початкову товщину подушки рівною товщині слабкого шару під підосвою фундаменту, а характеристики ґрунту слабкого шару замінити на характеристики шару, що залягає нижче, який тепер став основою для подушки.

6. Скорегувавши розміри підосви фундаменту у відповідності з модульною системою або каталогом, розраховують осідання і при необхідності крен фундаменту за програмою «DEFORM», виходячи з рекомендацій п.6.2.

7. Якщо замінюваний шар ґрунту має характеристики міцності набагато гірші за характеристики матеріалу подушки, то необхідно виконати перевірку стійкості подушки за формулами (6.6) - (6.8).

6.5 Приклади розрахунків

Приклад 1. Необхідно виконати перевірку шару мулистого ґрунту, який підстиляє шар піску середньої крупності під стрічковим фундаментом шириною $b = 2,4$ м. Будівля з підвалом глибиною від поверхні планування $d_b = 2$ м. Глибина закладання підосви фундаменту від підлоги підвалу $d_1 = 0,7$ м. Фундамент центрально навантажений з навантаженням на 1 п.м. на рівні поверхні планування $N = 1121$ кН. Схема розташування фундаменту в ґрунті і необхідні параметри ґрунтів показані на рис.6.4. Перевірку слабкого шару виконуємо за формулою (6.1).

Середній тиск на ґрунт на рівні підосви фундаменту з урахуванням його власної ваги

$$p = N/A + \gamma_{mt}d = 1121/(2,4 \cdot 1,0) + 20(2,0 + 0,7) = 521 \text{ кПа.}$$

Напруга від власної ваги ґрунту в рівні підосви фундаменту

$$\sigma_{zg,0} = \sum \gamma_i h_i = 15 \times 0,3 + 19,2 \cdot 2,4 = 51 \text{ кПа.}$$

Додатковий тиск на рівні підосви фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 521 - 51 = 470 \text{ кПа.}$$

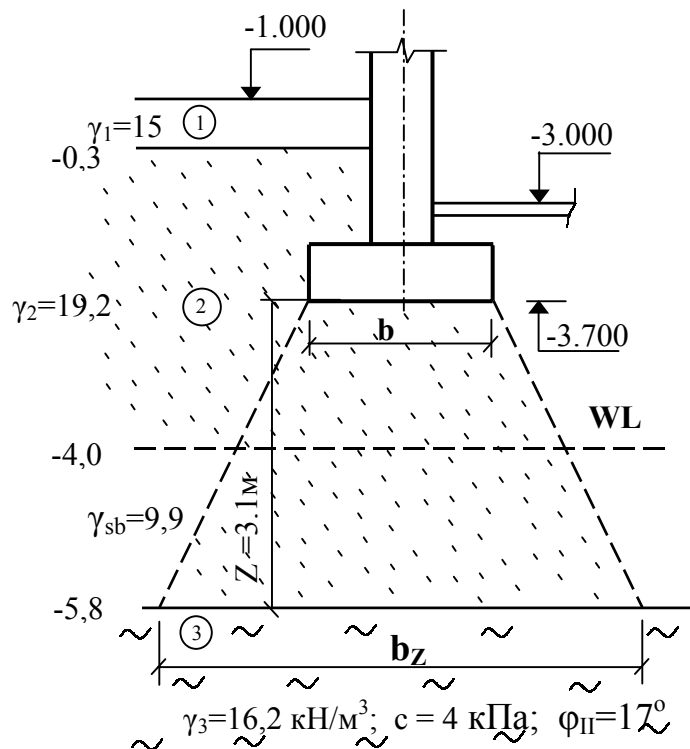


Рисунок 6.4 – Схема розташування фундаменту у ґрунті

Напруга у ґрунті на глибині z від підосви фундаменту (на рівні покрівлі слабого шару)

$$\text{при } \alpha = f(\xi = 2z/b = 2 \cdot 3,1/2,4 = 2,6) = 0,449;$$

$$\sigma_{zp} = 0,449 \times 470,5 = 211 \text{ кПа.}$$

Напруга від власної ваги ґрунту на рівні покрівлі слабого шару (з урахуванням зважувальної дії води у піщаному ґрунті).

$$\sigma_{zg} = \sigma_{zg,0} + 19,2 \cdot 1,3 + 9,9 \cdot 1,8 = 93,4 \text{ кПа.}$$

Для стрічкового фундаменту за формулою (6.3)

$$b_z = N/\sigma_{zp} = (1121 + 20 \cdot 2,7 \cdot 2,4)/211 = 5,92 \text{ м.}$$

Знаходимо розрахунковий опір слабого шару за формулою (3.4):

$$\gamma_{c1} = 1,1; \gamma_{c2} = 1,0 - \text{для мулистого ґрунту з } I_L = 0,6;$$

$k = 1$ - характеристики мулистого ґрунту визначені дослідним шляхом;

$$M_\gamma = 0,39; M_q = 2,57; M_c = 5,15 \text{ при } \varphi_{II} = 17^\circ;$$

$$\gamma'_{II} = (15 \cdot 0,3 + 19,2 \cdot 3,7 + 9,9 \cdot 1,8)/5,8 = 16,1 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_z = [(1,1 \cdot 1,0)/1,0] \cdot [0,39 \cdot 1,0 \cdot 5,92 \cdot 16,2 + 2,57 \cdot 3,8 \cdot 16,1 + (2,57 - 1) \cdot 2,0 \cdot 16,1 + 5,15 \cdot 4] = 292 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 211 + 93 = 304 \text{ кПа} > R_z = 292 \text{ кПа.}$$

Перевірка показала, що розмір підосви фундаменту недостатній.

Приймаємо ширину підосви фундаменту відповідно до існуючих типорозмірів стрічкових фундаментів $b = 2,8$ м. При цьому

$$p = (1121 / 2,8 \cdot 1,0) + 20 \cdot 2,7 = 454,4 \text{ кПа;}$$

$$p_0 = 454 - 51 = 403 \text{ кПа;}$$

$$\text{при } \alpha = f(\xi = 2 \times 3,1 / 2,8 = 2,2) = 0,513;$$

$$\begin{aligned}\sigma_{zp} &= 0,513 \times 403,8 = 207,1 \text{ кПа}; \\ b_z &= (1121 + 20 - 2,7 \cdot 2,8) / 207,1 = 6,14 \text{ м}; \\ R_z &= 1,1 \times 1,0 (0,39 \cdot 1,0 \cdot 6,14 \cdot 16,2 + 228,4) = 294 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zp} + \sigma_{zg} &= 207 + 93,4 = 300 \text{ кПа} > R_z = 294 \text{ кПа}.\end{aligned}$$

Приймаємо $b = 3,2 \text{ м}$.

$$\begin{aligned}p &= 1121,2 / 3,2 + 20 \cdot 2,7 = 404,4 \text{ кПа}; \\ p_0 &= 404,4 - 50,6 = 354 \text{ кПа}; \\ \alpha &= f(\xi = 2z / b = 2 \cdot 3,1 / 3,2 = 1,94) = 0,564; \\ \sigma_{zp} &= 0,564 \cdot 354 = 199 \text{ кПа}; \\ b_z &= (1121,2 + 20 \cdot 2,7 \cdot 3,2) / 199 = 6,49 \text{ м}; \\ R_z &= 1,1 \times 1,0 / (0,39 \cdot 1,0 \cdot 6,49 \cdot 16,2 + 228,4) = 296,3 \text{ кПа}; \\ \sigma_{zp} + \sigma_{zg} &= 199 + 93 = 292 \text{ кПа} < R_z = 296 \text{ кПа};\end{aligned}$$

Остаточню приймаємо ширину фундаменту $b = 3,2 \text{ м}$.

Для розрахунку на ЕОМ потрібно, крім означених в прикладі вихідних даних, підрахувати середнє значення питомої ваги ґрунту вище підшови фундаменту $\gamma'_{II} = (15 - 0,3 + 19,2 - 2,4) / 2,7 = 18,74 \text{ кН/м}^3$ та середнє значення питомої ваги ґрунту від підшови фундаменту до покрівлі слабого підстилкового шару $\gamma_{сер} = (19,2 - 1,3 + 9,9 - 1,8) / 3,1 = 13,8 \text{ кН/м}^3$.

Приклад 2. Стовпчастий фундамент з розмірами підшови $3 \times 3 \text{ м}$ і глибиною закладання $d = 2 \text{ м}$ розташований у шарі глинистого ґрунту з характеристиками $\gamma_{II} = 17 \text{ кН/м}^3$; $c_{II} = 7 \text{ кПа}$; $\gamma_{II} = 16^\circ$; $I_L = 0,55$ великої потужності. Глинистий ґрунт слабкий і при використанні його як природної основи потребує великих розмірів підшови, тому необхідно підібрати розміри подушки з піску середньої крупності, які необхідні з умови забезпечення тиску на підстилковий шар, що не перевищує його розрахункового опору. При укладанні піску у тіло подушки забезпечується його питома вага $\gamma_{II} = 18 \text{ кН/м}^3$. Фундамент центрально навантажений з навантаженням на рівні обрізу $N = 4200 \text{ кН}$. Будівля безпідвальна.

Оскільки природний ґрунт слабкий і його розрахунковий опір набагато менший від тиску по підшві фундаменту, задаємось товщиною подушки у першому наближенні $1,0 \text{ м}$.

Відповідно у формулі (6.1) $z = 1,0 \text{ м}$.

Середній тиск на ґрунт на рівні підшови фундаменту

$$p = N/A + \gamma_{mt} \cdot d = 4200 / (3,0 \cdot 3,0) + 20 \cdot 2 = 507 \text{ кПа}.$$

Напруга від власної ваги ґрунту на рівні підшови фундаменту

$$\sigma_{zg,0} = 17 \times 2 = 34 \text{ кПа}.$$

Додатковий тиск на рівні підшови фундаменту

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0} = 507 - 34 = 473 \text{ кПа}.$$

Напруження у ґрунті на рівні підшови подушки (на глибині $z = 1 \text{ м}$ від підшови фундаменту)

$$\begin{aligned}\text{при } \alpha &= f(\xi = 2z/b = 2 \cdot 1/3 = 0,667; \eta = 1/b = 3,0/3,0 = 1) = \\ &= 0,853\end{aligned}$$

$$\sigma_{zp} = 0,853 \times 473 = 403 \text{ кПа}.$$

За формулою (6.4)

$$b_z = \sqrt{A_z} = \sqrt{N/\sigma_{zp}} = \sqrt{(4200 + 20 \cdot 3,0^2 \cdot 2,0)/403,4} = 3,36 \text{ м.}$$

Розрахунковий опір слабкого шару ґрунту під підшоною подушки :

$\gamma_{c1} = 1,1$; $\gamma_{c2} = 1,0$ для глинистого ґрунту з $I_L = 0,55$;

$k = 1$ - характеристики ґрунту визначені дослідним шляхом;

$$M_\gamma = 0,36; M_q = 2,43; M_c = 4,99 \text{ при } \varphi_{II} = 16^\circ;$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 2,0 + 18 \cdot 1,0)/3,0 = 17,33 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_z = 1,1 \cdot 1,0/1,0(0,36 \cdot 1,0 \cdot 3,36 \cdot 17 + 2,43 \cdot 3,0 \cdot 17,33 + 4,99 \cdot 7) = 200 \text{ кПа.}$$

$$\sigma_{zg} = 34 + 18 \times 1,0 = 52 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 403 + 52 = 455 \text{ кПа} > R_z = 200 \text{ кПа.}$$

Перевірка показала, що товщина подушки 1м недостатня. Приймаємо $h_n = 2,0$ м.

При $\alpha = f(\xi = 2 \times 2/3 = 1,333; \eta = 1) = 0,554$

$$\sigma_{zp} = 0,554 \times 473 = 262 \text{ кПа};$$

$$b_z = \sqrt{(4200 + 20 \cdot 3,0^2 \cdot 2,0)/262} = 4,17 \text{ м.}$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 2,0 + 18 \cdot 2,0)/4,0 = 17,5 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_z = 1,1 \cdot 1,0(0,36 \cdot 1,0 \cdot 4,17 \cdot 17 + 2,43 \cdot 4,0 \cdot 17,5 + 4,99 \cdot 7) = 253,6 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg} = 34 + 18 \times 2,0 = 70 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 262 + 70 = 332 \text{ кПа} > R_z = 254 \text{ кПа.}$$

Приймаємо товщину подушки $h_n = 2,6$ м.

При $\alpha = f(\xi = 2 \cdot 2,6/3,0 = 1,733; \eta = 1) = 0,411$

$$\sigma_{zp} = 0,411 \times 472,7 = 194,4 \text{ кПа};$$

$$b_z = \sqrt{4560/194} = 4,84 \text{ м.}$$

$$\gamma'_{II} = (17 \cdot 2 + 18 \cdot 2,6)/4,6 = 17,6 \text{ кН/м}^3;$$

$$R_z = 1,1 \cdot 1,0 \cdot (0,36 \cdot 1,0 \cdot 4,84 \cdot 17 + 2,43 \cdot 4,6 \cdot 17,6 + 34,93) = 287 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zg} = 34 + 18 \cdot 2,6 = 81 \text{ кПа};$$

$$\sigma_{zp} + \sigma_{zg} = 194 + 81 = 275 \text{ кПа} < R_z = 287 \text{ кПа.}$$

Приймаємо товщину подушки $h_n = 2,6$ м, мінімальна ширина подушки по низу $b_n = b_z = 4,84$ м.

Результати розрахунку за допомогою ЕОМ для прикладів 1 та 2 наведені нижче.

Приклад 1

ПЕРЕВІРКА СЛАБКОГО ПІДСТИЛКОВОГО ШАРУ

ПРИЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ

1. Довжина фундаменту, ℓ , м	1
2. Ширина фундаменту, b , м	2,4
3. Розрахункове значення вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N , Кн	1121
4. Глибина підвалу від відмітки планування, d_b , м	2,0
5. Глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу, d_l , м	0,7
6. Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підосви фундаменту, γ'_{II} , кН/м^3	18,7
7. Глибина закладання покрівлі слабого шару від підосви фундаменту, z , м	3,1
8. Коефіцієнт умов роботи слабого шару, γ_{c1}	1.1
9. Коефіцієнт умов роботи слабого шару, γ_{c2}	1.0
10. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту слабого шару, φ_{II} , град.	17
11. Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту слабого шару, c_{II} , кПа	4
12. Розрахункове значення питомої ваги ґрунту слабого шару, γ_{II} , кН/м^3	16,2
13. Коефіцієнт k для ґрунту слабого шару	1
14. Коефіцієнт k_z	1
15. Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту від підосви фундаменту до покрівлі слабого шару, кН/м^3	13,8
16. Показник типу розрахунку	1
17. Показник типу фундаменту	2

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

Потрібно збільшити розміри підосви фундаменту:

- ширина фундаменту, м	3.2
- довжина фундаменту, м	1,0
Додатковий тиск на рівні покрівлі слабого шару, кПа	199,0
Напруга від власної ваги ґрунту на рівні покрівлі слабого шару, кПа	93.4
Розрахунковий опір слабого ґрунту на рівні його покрівлі. кПа	296.3

Приклад 2

ПЕРЕВІРКА СЛАБКОГО ПІДСТИЛКОВОГО ШАРУ

ПРИЗВИЩЕ:

ГРУПА:

ВИХІДНІ ДАНІ

1. Довжина фундаменту, ℓ , м	3
2. Ширина фундаменту, b , м	3
3. Розрахункове значення вертикальної сили, прикладеної на рівні обрізу фундаменту, N , Кн	4200
4. Глибина підвалу від відмітки планування, d_b , м	0
5. Глибина закладання фундаменту від підлоги підвалу, d_l , м	2,0
6. Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту вище підосви фундаменту, γ'_{II} , кН/м^3	17,0
7. Глибина закладання покрівлі слабкого шару від підосви фундаменту, z , м	1,0
8. Коефіцієнт умов роботи слабкого шару, γ_{c1}	1.1
9. Коефіцієнт умов роботи слабкого шару, γ_{c2}	1.0
10. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя ґрунту слабкого шару, φ_{II} , град.	16
11. Розрахункове значення питомого зчеплення ґрунту слабкого шару, c_{II} , кПа	7
12. Розрахункове значення питомої ваги ґрунту слабкого шару, γ_{II} , кН/м^3	17,0
13. Коефіцієнт k для ґрунту слабкого шару	1
14. Коефіцієнт k_z	1
15. Осереднене розрахункове значення питомої ваги ґрунту від підосви фундаменту до покрівлі слабкого шару, кН/м^3	18,0
16. Показник типу розрахунку	2
17. Показник типу фундаменту	1

РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ

Потрібна товщина подушки, м	2.6
Потрібна ширина подушки понизу, м	4.84
Ширина фундаменту, м	3.0
Довжина фундаменту, м	3,0
Додатковий тиск на рівні покрівлі слабкого шару, кПа	194,0
Напруга від власної ваги ґрунту на рівні покрівлі слабкого шару, кПа	81.0
Розрахунковий опір слабкого ґрунту на рівні його покрівлі. кПа	287.0

Література

1. ГОСТ 20522-75. Грунты. Метод статистической обработки результатов определений характеристик. -М.,1975-12с.
2. Егоров К.Е. К вопросу расчета основания под фундаментом с подошвой кольцевой формы. Механика грунтов: Сб. трудов НИИ ОПС, №34. - М.: Госстройиздат, 1958 - 35 с.
3. Основания, фундаменты и подземные сооружения : Справочник проектировщика /Под общ.ред. Е.А.Сорочана и Ю.Г.Трофименкова. - М.: Стройиздат, 1985 - 480 с.
4. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01 - 83). - М., Стройиздат, 1986 - 415 с.
5. Руководство по проектированию оснований зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1977 - 376 с.
6. СНиП 2.02.01 - 83 Основания зданий и сооружений. - М.: Стройиздат, 1985 - 40 с.
7. СНиП 2.02.03 - 85 Свайные фундаменты. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986 - 48с.
8. СНиП 2.01.07 - 85 Нагрузки и воздействия. - М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987 - 36 с.
9. Шутенко Л.Н., Гильман А.Д., Лупан Ю.Т. Основания и фундаменты. Курсовое и дипломное проектирование. - К.: Вища шк., 1989 - 328 с.