

**Основи і фундаменти:  
самостійна та індивідуальна робота студентів**  
**Ч. 2. Проектування основ і фундаментів у особливих  
грунтових умовах**

**для студентів спеціальності  
”Промислове та цивільне будівництво”**

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

**Основи і фундаменти:  
самостійна та індивідуальна робота студентів  
Ч. 2. Проектування основ і фундаментів у особливих  
грунтових умовах**

**для студентів спеціальності  
”Промислове та цивільне будівництво”**

Вінниця  
ВНТУ  
2017

**УДК 624.131.1**  
**ББК 38.58**  
**М13**

Рекомендовано до друку Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України (протокол № 3 від 31.10.2013 р.)

Рецензенти:

**І. П. Бойко**, доктор технічних наук, професор

**І. Н. Дудар**, доктор технічних наук, професор

**Б. Б. Корчевський**, кандидат технічних наук, доцент

**Маєвська, І. В.**

**М13** Основи і фундаменти: самостійна та індивідуальна робота студентів. Ч. 2. Проектування основ і фундаментів у особливих ґрунтових умовах для студентів спеціальності "Промислове та цивільне будівництво" (навчальний посібник) / І. В. Маєвська, Н. В. Блащук. – Вінниця : ВНТУ, 2017. – 98 с.

В посібнику наведені рекомендації до самостійної проробки студентами спеціальності "Промислове та цивільне будівництво" матеріалу з курсу "Основи і фундаменти" Змістовий модуль 2. Проектування основ і фундаментів у особливих ґрунтових умовах. Наводиться стислий виклад тем, методичні вказівки до їх вивчення, рекомендовані практичні завдання з прикладами їх розв'язання. Наведені питання для самоконтролю з посиланням на необхідні літературні джерела.

**УДК 624.131.1**  
**ББК 38.58**

© ВНТУ, 2017

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	4
1 ЗАГЛИБЛЕНІ І ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ.....	5
1.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення .....	5
1.2 Практичні завдання з розрахунку .....	15
1.2.1 Розрахунок грибоподібного анкерного фундаменту.....	15
Питання для самоконтролю .....	22
2 ФУНДАМЕНТИ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ І В ОСОБЛИВИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ.....	22
2.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення .....	22
2.2 Практичні завдання з розрахунку .....	33
2.2.1 Розрахунок фундаменту мілкового закладання при сейсмічних впливах .....	33
2.2.2 Розрахунок несучої здатності палі при сейсмічних впливах.....	38
2.2.3 Врахування просідань від власної ваги ґрунту при розрахунку паль .....	41
2.2.4 Розрахунок паль на набрякливому ґрунті.....	43
Питання для самоконтролю .....	45
3 ФУНДАМЕНТИ У ВИТРАМБУВАНИХ КОТЛОВАНАХ .....	46
3.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення .....	46
3.2 Практичні завдання з розрахунку .....	49
3.2.1 Розрахунок заглибленого ФВК.....	49
Питання для самоконтролю .....	52
4 РЕКОНСТРУКЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ І ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ .....	52
4.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення .....	52
4.2 Практичні завдання з розрахунку .....	69
4.2.1 Розрахунок підсилення фундаменту мілкового закладання банкетами .....	69
4.2.2 Розрахунок підсилення фундаменту мілкового закладання палями ..	82
4.2.3 Розрахунок підсилення фундаменту мілкового закладання палями за методикою кафедри ПЦБ ВНТУ (Блащук Н. В., Маєвська І. В.).....	93
Питання для самоконтролю .....	95
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ .....	96

## ВСТУП

Фундаменти складають значну частку як в загальній вартості будівельно-монтажних робіт (від 5 – 10% до 20%), так і в загальних витратах залізобетону на будівлю або споруду (15 – 20% для промислових об'єктів), що свідчить про важливість економічного аспекту при їх проектуванні.

Проектування основ і фундаментів будь-якого об'єкту виконується з урахуванням результатів інженерних вишукувань для будівництва; даних, що характеризують призначення, конструктивні і технологічні особливості споруди, навантаження, що діють на фундаменти, умови їх експлуатації; техніко-економічного обґрунтування варіантів технічних рішень фундаментно-підвальної частини об'єкта, конструктивного рішення надфундаментної частини будівлі, експлуатаційних вимог до об'єкту.

У результаті проектування і улаштування основ і фундаментів є комплексною і складною задачею, для рішення якої фахівець повинен володіти необхідними знаннями.

**В результаті вивчення курсу "Основи та фундаменти будівель і споруд" студент має знати:**

- фізико-механічні властивості ґрунтів будівельних майданчиків;
- методи розрахунку основ і фундаментів за деформаціями і несучою здатністю;
- методи улаштування основ і фундаментів;
- методи покращення (ушільнення і закріплення) основ;
- методи визначення несучої спроможності паль у польових умовах, методи штучного зміцнення основ, кріплення стін і осушення котлованів;
- особливості проектування фундаментів на просадкових ґрунтах;
- основи розрахунків фундаментів в складних ґрунтових умовах і при динамічних впливах.

**Студент має вміти:**

- оцінювати результати інженерно-геологічних вишукувань;
- виконувати розрахунки основ і фундаментів за двома групами граничних станів;
- оцінювати раціональність прийнятого конструктивного рішення фундаменту;
- виконувати техніко-економічне порівняння варіантів фундаментів.

Навчальною програмою передбачається виділення частини тем курсу для самостійного вивчення студентами. Студенти повинні опанувати:

1. Теоретичний матеріал, що вивчається студентами самостійно згідно з методичними вказівками і рекомендованою літературою.

2. Практичні завдання, що дозволяють закріпити теоретичні знання та набути навичок самостійної роботи фахівця (виконуються самостійно або під керівництвом і за допомогою викладача під час індивідуальних занять).

# 1 ЗАГЛИБЛЕНІ І ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ

*Питання, які виносяться на СРС (самостійну роботу студентів):*

1. Щілинні фундаменти, барети.
2. Анкерні фундаменти.

## 1.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

### Щілинні фундаменти, барети

Фундаменти глибокого закладання проектують для передачі навантаження на міцні ґрунти, які залягають на великій глибині. Вони занурюються у ґрунт з поверхні землі або з дна неглибокого котловану на глибину значно більшу, ніж це необхідно з умов промерзання, конструктивних та експлуатаційних вимог. Фундаменти глибокого закладання сприймають великі навантаження, тому що при значній глибині їх занурення виключено випирання ґрунту з-під підошви, а завдяки защемленню у ґрунті, що виникає під час занурення, частина навантаження передається за рахунок сил тертя по боковій поверхні конструкції. В результаті повного або часткового защемлення фундаменту виникає також можливість врахувати опір ґрунту при дії горизонтальних навантажень.

Традиційні фундаменти глибокого закладання – масивні опускні колодязі і кесони – поступилися місцем полегшеним фундаментам з поодиноких або груп різних видів паль, паль-оболонки, глибоких опор (тонкостінні оболонки і бурові опори) і конструкціям, які утворюються способом ”стіна в ґрунті”.

”Стіною в ґрунті” називають спосіб зведення підземних споруд, який полягає в улаштуванні під захистом ”глинистого розчину” траншеї, яка потім заповнюється бетонною сумішшю методом ВПТ або збірними залізобетонними плитами. ”Стіна в ґрунті” може бути і збірно-монолітною. Після досягнення бетоном необхідної міцності виконується розробка ґрунту всередині споруди.

”Стіну в ґрунті” доцільно застосовувати при глибині котлованів більше 5 м в будь-яких ґрунтах. Така ”стіна” може служити огороженням котловану, стіною підземної споруди і фундаментом. Суттєва перевага цього способу – можливість спорудження стін поблизу від існуючих будівель без небезпеки виникнення їх деформацій.

Якщо ”стіна в ґрунті” служить фундаментом, її доводять до шару щільного ґрунту. Під таким фундаментом не повинен залишатись шлам від розробки ґрунту і осад з глинистої суспензії.

Фундамент, утворений способом ”стіна в ґрунті” одержав назву щілинного або шлицьового, якщо він має форму довгої стіни, і барети, якщо він має компактний в плані розмір і утворений під потужну опору.

Барети [14] – вид паль, що влаштовуються у траншеях, викопаних за допомогою грейфера в зв’язано-дисперсних ґрунтах або фрезою в скель-

них та напівскельних ґрунтах. Для цього під захистом суспензії відривається траншея, в яку опускається арматурний каркас при влаштуванні армованих барет, та виконується бетонування. Технологія влаштування барет подібна до технології влаштування однієї захватки "стіни в ґрунті".

Баретні фундаменти застосовуються при великих навантаженнях, зокрема, у висотному будівництві, і можуть служити альтернативою буронабивним палям. Барети за рахунок порівняно великих розмірів можуть сприймати більш високі навантаження щодо матеріалу і ґрунту.

Барети виконуються у формі чотирикутників і різних комбінацій із них (рис. 1.1). При виборі геометричних параметрів барет необхідно виходити з принципу осьової передачі навантаження від вертикальних елементів верхньої конструкції (стін, колон, пілонів тощо) на елементи фундаменту. При визначенні розмірів барет необхідно враховувати можливі розміри грейфера або фрези та виробничі особливості при з'єднанні декількох барет у єдиний елемент.

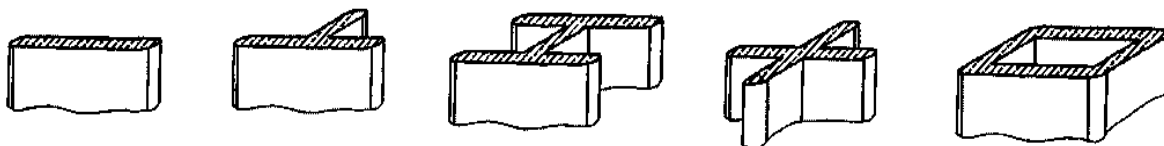


Рисунок 1.1 – Форми барет

Протяжна "стіна в ґрунті" може бути утворена січними буровими палями, дотичними буровими палями, окремими захватками, які зводяться через одну (січними та дотичними), безперервним улаштуванням траншеї з укладанням бетонної суміші (див. рис. 1.2).

Визначальним фактором при виборі способу влаштування "стіни у ґрунті" є небезпека обрушення стін траншеї. Так, при нестійких пливунних ґрунтах розробка довгих траншей, особливо поблизу від існуючих будівель, небезпечна. В таких випадках доцільно застосовувати січні палі. Буродотичні палі використовують в неводонасичених ґрунтах, а буросічні – у водонасичених з заглибленням їх нижніх кінців в водоупор. Діаметр паль слід, як правило, призначати в межах 600 – 800 мм. Буріння свердловин для улаштування паль здійснюється обертальним способом з обов'язковим застосуванням інвентарних обсадних труб.

Розробка траншей ведеться грейферами, фрезами, баровими машинами, буровими верстатами. Грейфери мають велике розкриття щелеп, яке дозволяє розробляти ґрунт довгими захватками. Ширина траншей може бути в межах 0,4 – 1,1 м, глибина до 60 м. Довжина захватки 5...6 м, іноді до 8 м.

Перед початком влаштування траншей необхідно влаштовувати форшахти, які забезпечують вертикальне заглиблення грейфера або фрези. Форшахти не є елементами несучої конструкції і влаштовуються винятково для виконання робіт.

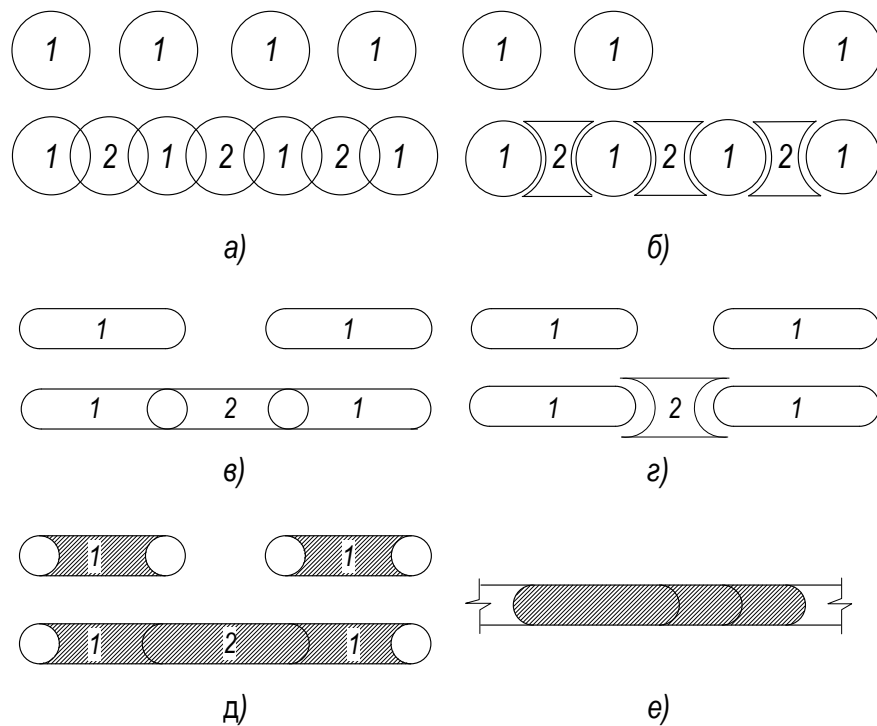


Рисунок 1.2 – Схеми утворення протяжних ”стін у ґрунті”:  
 а) січні палі; б) дотичні палі; в) січні захватки в коротких траншеях, влаштованих грейферами; г) те ж, дотичні захватки; д) секції, утворені у безперервно розробленій траншеї (шов утворений розділяючи ми шаблонами); е) безперервне заповнення траншеї

До траншейних глинистих розчинів ставлять більш жорсткі вимоги, ніж до розчинів, які використовують при бурінні для палей. На сьогоднішній день, як правило, використовується бентонітова або полімерна суспензії. Перед застосуванням суспензії її щільність повинна бути перевірена дослідним шляхом на відповідність проектній щільності.

Щільність суспензії з бентонітових глин повинна бути  $1,05 \div 1,15 \text{ г/см}^3$ , а при використанні інших глин  $1,1 \div 1,3 \text{ г/см}^3$ . Необхідна щільність глинистої суспензії розраховується з умови стійкості стінок траншеї.

Для забезпечення стійкості траншеї повинен вестися контроль за рівнем суспензії, а можливі втрати повинні фіксуватися й аналізуватися. З погляду економічної доцільності й екологічності влаштування, суспензія повинна використовуватися багаторазово, для чого, як правило, на об’єкті встановлюються силоси. Для подальшого застосування суспензія повинна постійно очищатися від великих включень ґрунту.

Після завершення робіт із влаштування траншеї і перед бетонуванням необхідно очистити підошву траншеї від великих фракцій ґрунту. Після цього проводиться вертикальне бетонування із вжиттям заходів щодо запобігання розшаруванню бетону.

При бетонуванні під бентонітовим розчином верхній шар бетону внаслідок змішування розчину із ґрунтом і суспензією не відповідає проектній



міцності. Тому необхідно враховувати, що верхній шар слабого бетону, так званий "брудний бетон", повинен бути вилучений. Як правило, висота шару брудного бетону становить близько 1 м. Цей факт повинен бути врахований при проектуванні та виконанні робіт.

Робота щілинних фундаментів вивчена ще недостатньо, тому вони розраховуються по аналогії з іншими конструкціями, зокрема: стінами підземних споруд, підпірними стінами, палями, балками і балками-стінками, що контактують з ґрунтовою основою. В залежності від конструктивного рішення і характеру навантаження щілинні фундаменти можуть працювати в умовах плоскої або просторової задачі.

Основа щілинних фундаментів, як і для всіх інших фундаментів, розраховується за стійкістю у випадках передачі горизонтального навантаження, розміщення на укосі. Розрахунок основи на міцність, згідно з [15], виконується за методикою, розробленою для бурових паль, з додаванням коефіцієнтів умов роботи.

При проектуванні барет [14] також потрібно виходити з аналогічних принципів, що і при проектуванні буронабивних паль згідно з [7]. Барети можуть проектуватися як палі-стояки і як висячі палі. Також можливе проектування пальово-плитного фундаменту з використанням барет. При влаштуванні хрестоподібних або барет з аналогічною конфігурацією необхідно передбачити зниження тертя по боковій поверхні в областях перетинання двох чотирикутників. У залежності від виду навантажень можна влаштовувати армовані й неармовані барети. Неармовані барети працюють винятково на стиск. У випадку, якщо передбачаються армовані барети, їх арматура повинна з'єднуватися з фундаментною плитою.

У зв'язку з великими розмірами барет і відповідно великою несучою здатністю випробування барет можливо на сьогоднішній день лише при використанні масивних анкерних конструкцій або гідравлічних домкратів з поділом барети на окремі частини по висоті.

Можливим є проведення класичних статичних випробувань паль менших розмірів і за їх результатами за допомогою аналітичного розрахунку визначити тертя по боковій поверхні і опір в нижньому кінці палі. Отримані дані можуть застосовуватися при проектуванні баретних фундаментів. Такий підхід до розрахунку баретного фундаменту і проведення випробувань паль вимагає науково-технічного супроводу на всіх етапах.

При проектуванні баретних фундаментів особлива увага повинна приділятися стійкості стін траншей, яка повинна підтверджуватися розрахунком. У робочих кресленнях баретного фундаменту повинна бути зазначена розрахункова щільність суспензії, завдяки якій стійкість траншеї буде забезпечена. При аналізі інженерно-геологічних умов необхідно звернути увагу на можливі крупнозернисті, галькові або подібні включення. За їх наявності суспензія не може утримати тиск від таких включень, а стійкість траншеї не може бути забезпечена без вжиття додаткових заходів (попереднього ін'єктування, влаштування спеціальних конструкцій). При аналізі

гідрогеологічних умов на об'єкті, що проектується, важливо враховувати тиск води на підшову траншеї та запобігати її розущільненню внаслідок тиску води. Тому необхідно виявити можливі напружені водоносні горизонти й тиск у них. Армовані й неармовані барети повинні проектуватися з важкого бетону. При цьому клас бетону передбачається, як правило, не нижче В15.

При зведенні споруд за допомогою способу "стіна в ґрунті" в залежності від конструктивних і інженерно-геологічних умов застосовують різні схеми забезпечення стійкості стін споруди на період розробки ґрунту всередині (див. рис. 1.3).

Є. А. Сорочаном [9, 16] запропоновані малозаглиблені щілинні фундаменти. Вони влаштовуються шляхом прорізання баровими механізмами вузьких щілин шириною 10 – 20 см, в які за потребою встановлюється арматура, з послідуочим заповненням бетоном. Торці окремих бетонних пластин можуть бути вертикальними або нахиленими. На щілини зверху обпирається плита ростверку. Відстань між щілинами рекомендується від 2 до 4 їх товщин. Навантаження на основу передається торцем і боковою поверхнею. Не виключена можливість передавання навантаження ростверком. Пропонуються варіанти багато щілинних просторових фундаментів як під стіни, так і під колони (див. рис. 1.4).

### **Анкерні фундаменти**

Анкерні пристрої працюють на висмикуючі зусилля.

Конструктивно анкерні фундаменти поділяються на [17] масивні столпчасті фундаменти, грибоподібні фундаменти, анкерні плити, ін'єкційні анкери, циліндричні анкери і гвинтові палі.

Масивні фундаменти застосовуються в якості фундаментів під димові труби і найменш розповсюджені в будівельній практиці.

Грибоподібні фундаменти являють собою горизонтальну плиту з вертикальною або нахиленою стійкою і служать фундаментами під опори ліній електропередачі та башти і щогли супутникового зв'язку (див. рис. 1.5). Під вільностоячі опори влаштовують грибоподібні фундаменти, а під опори на відтяжках – грибоподібні фундаменти і анкерні плити. В залежності від конструкції опори, анкерні плити сприймають і передають на ґрунт основи як вертикальні, так і нахилені висмикуючі навантаження. Розміри опорної плити грибоподібного фундаменту визначаються з розрахунку на висмикування і вдавлювання за умовами несучої здатності і деформацій основи відповідно (див. приклад розрахунку у п. 1.2.1). Розміри анкерних плит визначаються з розрахунку на висмикуючі навантаження (навантаження передається через тяж, шарнірно з'єднаний з плитою).

Несуча здатність анкерного фундаменту мілкого закладання визначається вагою призми випору, розташованої над фундаментом, та сил опору ґрунту розриву по боковій поверхні цієї призми.

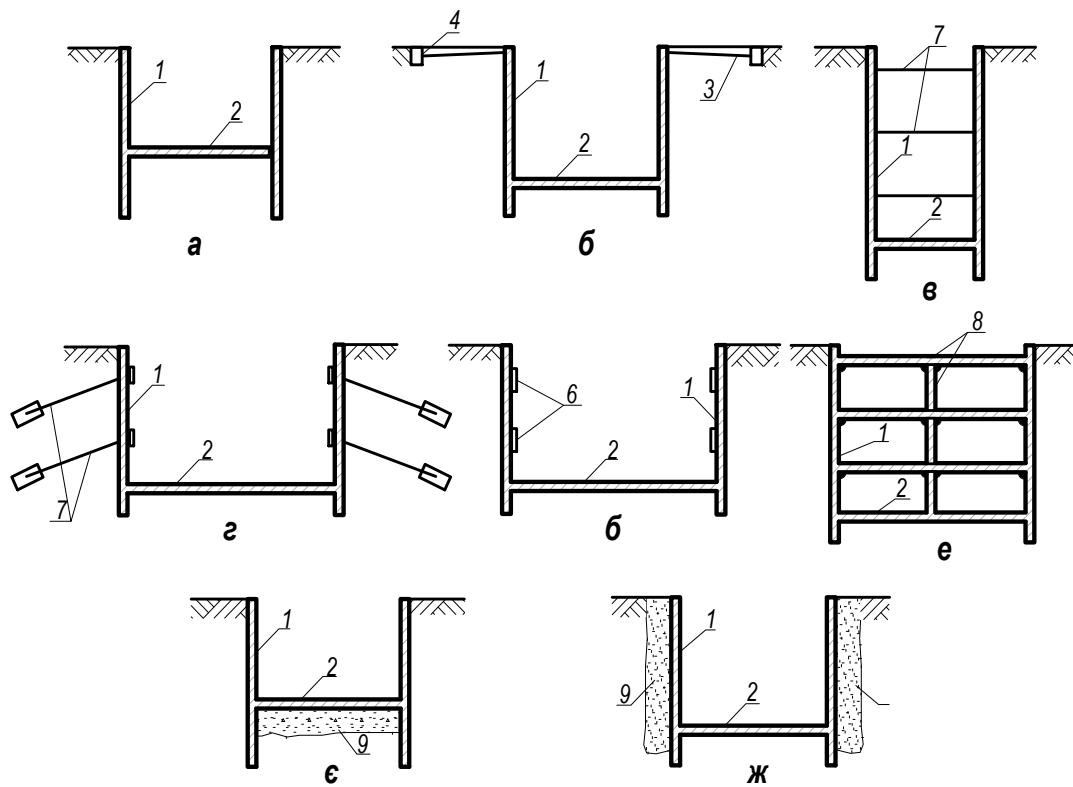


Рисунок 1.3 – Схеми забезпечення стійкості стін споруд на період розробки ґрунту:

- а) защемлення стін у ґрунті; б) защемлення стін і поверхові анкери;
- в) тимчасові розпірні конструкції (труби, профілі); г) бурові анкери;
- д) опорні пояси і кільця жорсткості; е) постійні конструкції споруди, що зводиться під захистом котловану; є) цементация ґрунту нижче відмітки днища; ж) цементация ґрунту з зовнішніх боків стін:

1 – стіна; 2 – днище; 3 – розтяжка; 4 – анкер; 5 – буровий анкер; 6 – пояс жорсткості; 7 – розпірні конструкції; 8 – постійні елементи споруди, що зводиться у котловані; 9 – ґрунтобетон

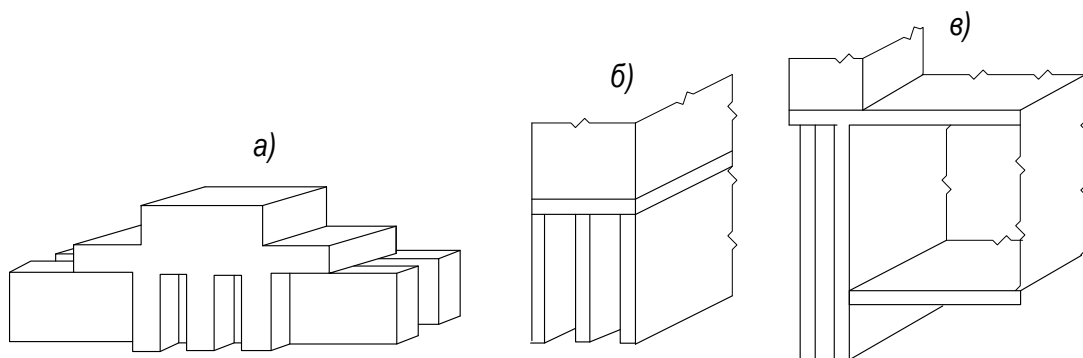


Рисунок 1.4 – Багатощільні малозаглиблені фундаменти:  
а) під колони; б) під стіну без підвалу; в) під стіну з підвалом

При будівництві причальних стінок анкерні плити закладаються в ґрунт вертикально (див. рис. 1.8), а при спорудженні ліній електропередачі

та щогл супутникового зв'язку горизонтально або нахилено до поверхні основи (див. рис. 1.5). Навантаження прикладається перпендикулярно або нахилено до площини анкерної плити. Звичайно, кут нахилу тяжа до вертикалі змінюється в межах від 0 до 60 град.

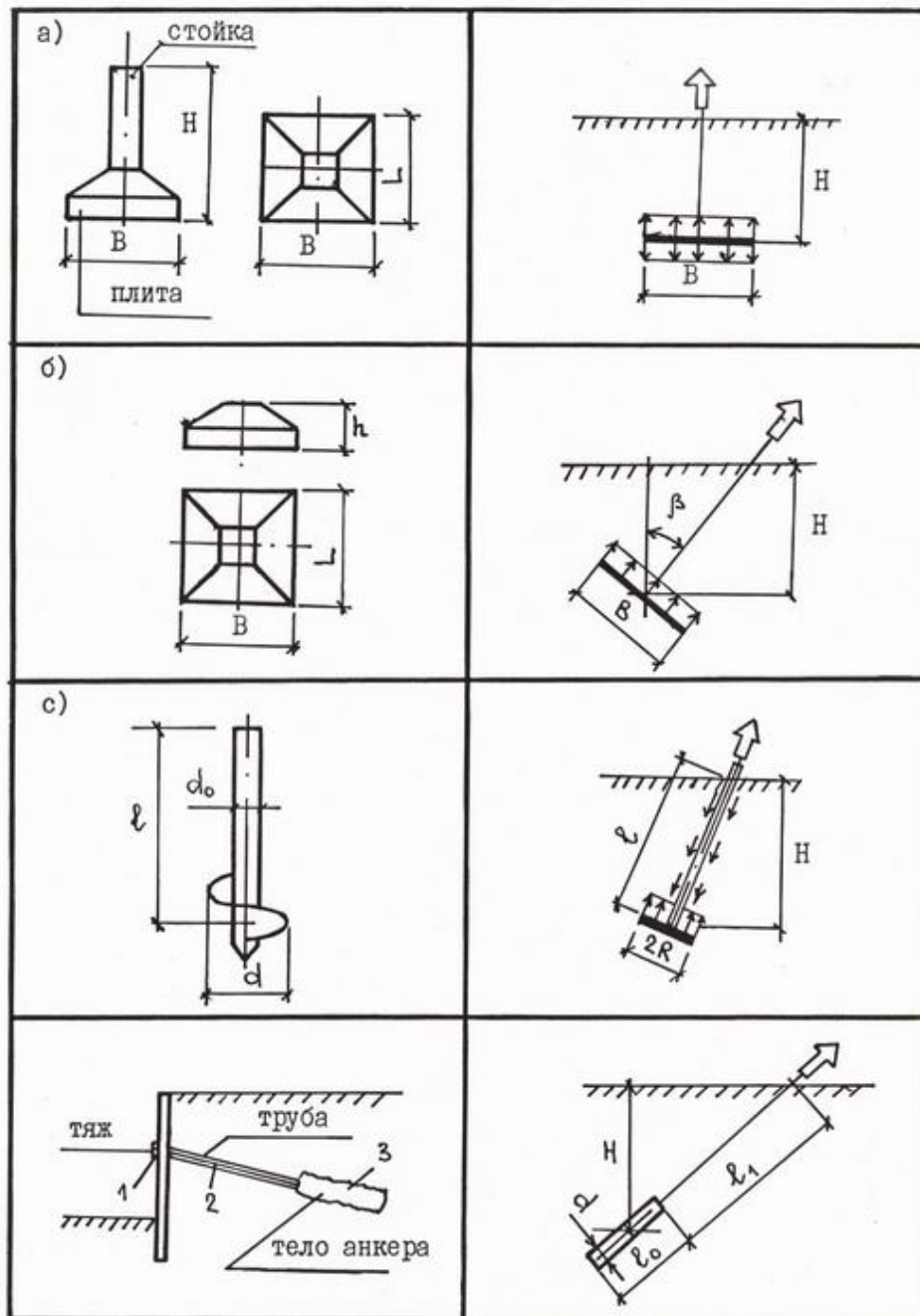


Рисунок 1.5 – Конструкція і розрахункові схеми анкерних фундаментів:

- а) грибоподібний фундамент; б) анкерна плита;  
в) гвинтова паля; г) ін'єкційний анкер

Ін'єкційний анкер являє собою попередньо-напружену конструкцію, що складається з трьох основних елементів: робочої частини (кореня), яка

утримує анкер у ґрунті (рис. 1.5, 3), анкерної тяги (рис. 1.5, 2), яка з'єднує робочу частину анкера з елементом кріплення або споруди, і стопорного пристрою (рис. 1.5, 1), що закріплює тягу.

На рисунку 1.6 показана схема одного з видів ін'єкційного анкера.

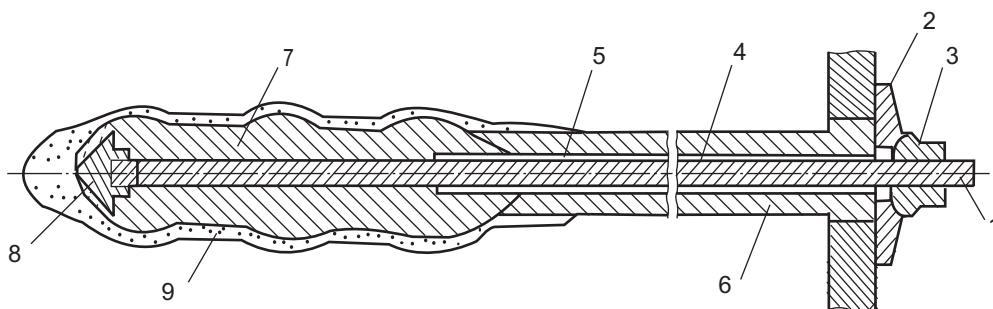


Рисунок 1.6 – Варіант буроін'єкційного анкера:

1 – анкерна тяга; 2 – опорна плита; 3 – натяжна гайка;  
4 – ізоляційний шар; 5 – пластмасова трубка; 6 – тампонажна цементно-кам'яна обойма; 7 – тіло анкера (корінь); 8 – конічний наконечник; 9 – дренажна піщано-цементно-вапнякова обойма

В якості анкерної тяги можуть бути застосовані сталевий канат, арматура або сталевий стержень спеціального виготовлення (наприклад ISCHEBECK). При встановленні анкера виконуються наступні роботи:

- проходження свердловини під захистом обсадної труби або глинистого розчину;
- заповнення свердловини цементним розчином і встановлення анкерної тяги з манжетною трубою;
- ін'єкція цементного розчину з застосуванням манжетної труби для формування кореневої частини анкера (може виконуватись у кілька етапів);
- після набирання міцності тіла анкера на тяжіння тяги до розрахункового зусилля;
- закріплення стопорного пристрою (голівки анкера).

Буроін'єкційні анкери і палі при новому будівництві, капітальному ремонті або реконструкції будівель і споруд можуть бути улаштовані з застосуванням разрядно-імпульсної технології (РІТА), що базується на створенні в рідкій фазі заповнюючих свердловину бетону або цементного розчину керованих електричних високовольтних розрядів. При цьому в свердловині виникає динамічний імпульс, що здійснює опресування як твердіючого розчину, так і оточуючого ґрунту, забезпечуючі виникнення розширення анкерного кореня або ствола палі.

Улаштування анкера (рис. 1.7) з застосуванням РІТА включає наступні операції:

- I – буріння свердловини з обов'язковим зачищенням шламу у вибої;

II – опускання інвентарної ін'єкційної трубки до вибою свердловини і її заповнення розчином висхідним способом;

III – занурення електророзрядника до вибою свердловини;

IV – виконання потрібного числа імпульсних електричних розрядів з фіксацією пониження рівня розчину в свердловині;

V – піднімання електророзрядника на розрахунковий крок, заповнення створеної порожнини розчином і виконання серії електророзрядів на новому рівні;

VI – установлення анкерної тяги;

VII – натягнення анкера з блокуванням проектного зусилля.

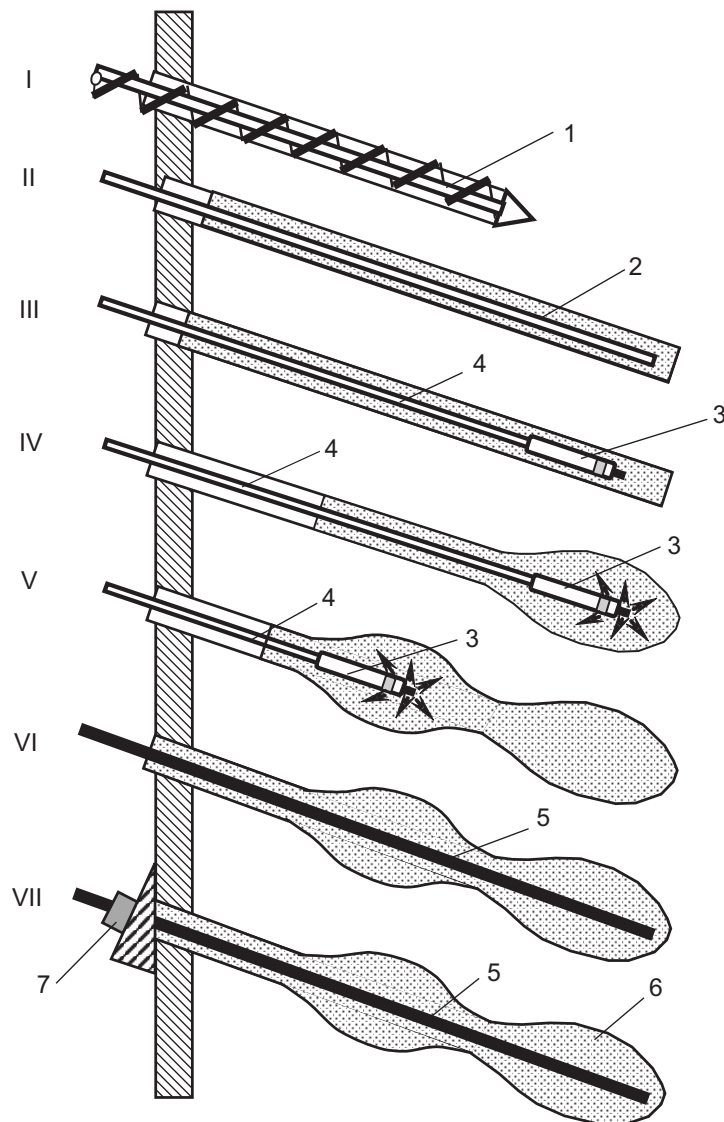


Рисунок 1.7 – Технологічна схема улаштування анкерів за допомогою зарядно-імпульсної технології:

1 – шнек; 2 – інвентарна ін'єкційна трубка; 3 – електророзрядник;  
4 – штанга; 5 – анкерна тяга; 6 – корінь анкера; 7 – голова анкера

В залежності від напрямлення тяги відрізняють анкери нахилені, горизонтальні і вертикальні. Горизонтальні анкери застосовують частіше за все при кріпленні стінок неглибоких котлованів.

В залежності від способу виготовлення відрізняють анкери засипні, бурові, загвинчувані і забивні.

Застосування анкерів допускається по всіх ґрунтах, за виключенням глинистих текучої і текучопластичної консистенції, торфів, мулів. Найбільш розповсюджені типи анкерів [3] зображені на рисунку 1.8.

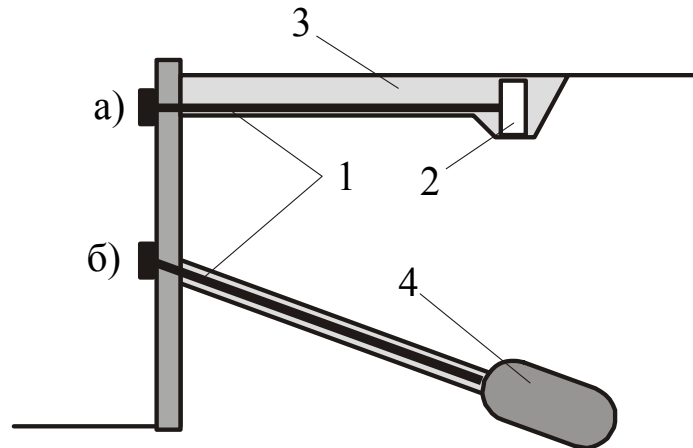


Рисунок 1.8 – Ґрунтові анкери:  
а) траншейний; б) – ін'єкційний; 1 – тяга; 2 – анкерний блок;  
3 – засипка траншеї; 4 – корінь

Простіший анкер траншейного типу (засипний) (див. рисунок 1.8, а) складається з анкерної плити, що сприймає горизонтальне навантаження, і несучого елемента з сталюгого стержня або троса. Анкери траншейного типу застосовуються для кріплення шпунтових і підпорних стін невеликої висоти. Для кріплення високих стін, в тому числі і з кількома ярусами анкерного кріплення, зазвичай використовують ін'єкційні анкери.

Несуча здатність анкера орієнтовно визначається розрахунком, а в процесі будівництва – пробними випробуваннями.

Розрахункова несуча здатність по ґрунту плитного анкера траншейного типу (див. рисунок 1.8, а) дорівнює пасивному опору ґрунту по площі плити [3]:

$$F = A_p \left[ 2c_1 \operatorname{ctg} \left( 45^\circ - \varphi_1 / 2 \right) + \gamma_1 h \operatorname{ctg}^2 \left( 45^\circ - \varphi_1 / 2 \right) \right], \quad (1.1)$$

де  $A_p$  – площа плити,  $\text{м}^2$ ;

$h$  – глибина центра плити, м.

Несуча здатність ін'єкційних анкерів визначається по аналогії з методикою розрахунку несучої здатності паль як сума опорів по торцю і по боковій поверхні кореня:

$$F = AR + ULR_f, \quad (1.2)$$

де  $A = \pi(D^2 - d^2)/4$  – опорна площа кореня при роботі на висмикування, м<sup>2</sup>;

$D$  – діаметр кореня, що приймається рівним  $3d$ , м;

$d$  – діаметр свердловини, м;

$U = \pi D$  – периметр перерізу кореня, м;

$L$  – довжина кореня, м;

$R, R_f$  – опори по торцю і по боковій поверхні кореня, кПа, котрі залежать від глибини закладання кореня і ґрунтових умов і можуть прийматись за таблицями Н.2.1 та Н.2.2 [7] відповідно.

## 1.2 Практичні завдання з розрахунку

### 1.2.1 Розрахунок грибоподібного анкерного фундаменту

Розрахунок фундаментів виконаний для типової башти супутникового зв'язку на чотирьох опорах. Навантаження на кожен опору визначалось за результатами просторового розрахунку за допомогою програми SCAD.

Схема навантажень на кожен опору башти (при висмикуванні і при вдавлюванні) наведена на рисунку 1.9.

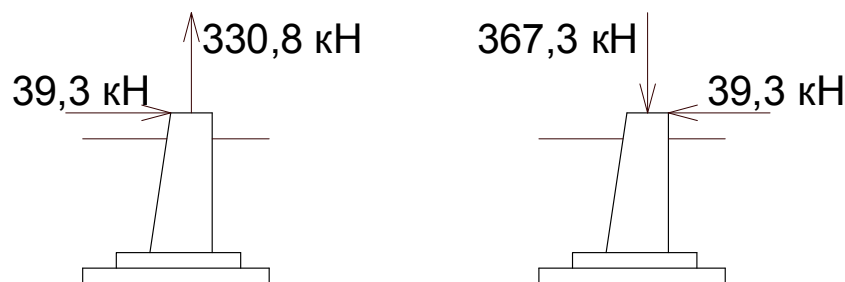


Рисунок 1.9 – Розрахункові граничні значення навантажень на кожен опору башти

При розрахунку прийняті типові ґрунтові умови:

– основою фундаменту служить глинистий або піщаний ґрунт з розрахунковим опором не менше 100 кПа;

– для зворотної засипки використовується глинистий ґрунт (суглинок або глина) з показником текучості  $I_L < 0,5$  з пошаровим ущільненням до щільності сухого ґрунту не менше 1600 кг/м<sup>3</sup>;

– рівень ґрунтових вод з урахуванням його сезонного підняття знаходиться нижче підшви фундаменту;

– ґрунт основи не володіє властивостями набухання;

– при використанні в якості основи просадкових ґрунтів початковий просадковий тиск перевищує  $p_{sl} = 100$  кПа.

*Конструювання фундаменту під опору башти*

Розрахунок фундаменту ведемо за рекомендаціями [5, 6] для гри-



боподібних фундаментів опор ліній електропередач і відкритих розподільчих підстанцій.

Конструктивне рішення фундаменту під опору вежі обрано у вигляді грибоподібного фундаменту мілкого закладання. Такий фундамент складається з стійки незначної ширини і плитної частини. Ширина стійки в напрямку дії навантаження прийнята рівною 700 мм, виходячи з рекомендацій у табл. 138 [6] та можливостей розміщення анкерного пристрою для кріплення опори вежі.

Глибину закладання підшви фундаменту обираємо з умови оптимізації його розмірів при дії заданого навантаження. Для башт висотою 42 м для 2-го вітрового району приймаємо глибину закладання фундаментів 2,5 м (без урахування бетонної підготовки). Враховуючи висоту стійки над рівнем поверхні ґрунту (500 мм), маємо загальну висоту фундаменту 3,0 м.

Конструктивне рішення фундаменту в площині дії горизонтальної сили приймаємо таким, щоб вертикальне навантаження прикладалось з ексцентриситетом, що компенсує дію горизонтального навантаження.

Враховуючи значення навантажень за рис. 1.9, маємо максимальний потрібний ексцентриситет  $e = \frac{H \cdot 3,0}{N} = \frac{39,3 \cdot 3,0}{367,3} = 0,32$  м. Приймаємо ексцентриситет прикладання навантаження відносно центру ваги підшви фундаменту 0,3 м.

Товщину і площу плитної частини фундаменту знаходимо методом ітерацій, виходячи з забезпечення оптимального рішення фундаменту за витратами бетону, яке дозволяє забезпечити стійкість фундаменту на дію висмикуючого зусилля.

Конструктивні розміри фундаменту, одержані в результаті ітерацій, показані на рисунку 1.10. Далі показані результати перевірки прийнятого рішення за міцністю, стійкістю і деформаціями.

Об'єм бетону тіла фундаменту:

$$V_{\text{бет}} = 3,1 \cdot 2,1 \cdot 0,3 + 1,9 \cdot 0,9 \cdot 0,3 + 0,5(0,7 + 1,0) \cdot 2,4 \cdot 0,7 = 3,844 \text{ (м}^3\text{)}.$$

*Розрахунок основи за стійкістю на дію висмикуючого зусилля*

Характеристики міцності для ґрунту зворотної засипки приймаємо мінімальними для суглинків з показником текучості  $I_L < 0,5$ ;  $c = 16$  кПа;  $\varphi = 16^\circ$ .

Розрахунок на дію висмикуючого зусилля здійснюється за формулою [5, 6]

$$N_{\text{висм}} - \gamma_f G_n \cos \beta \leq \gamma_c F_{u,a} / \gamma_n, \quad (1.3)$$

де  $N_{\text{висм}} = 330,8$  кН;

$\gamma_f = 0,9$  – коефіцієнт надійності за навантаженням;

$\gamma_c = 1,0$  – коефіцієнт умов роботи;

$\gamma_n = 1,2$  – коефіцієнт надійності за призначенням.

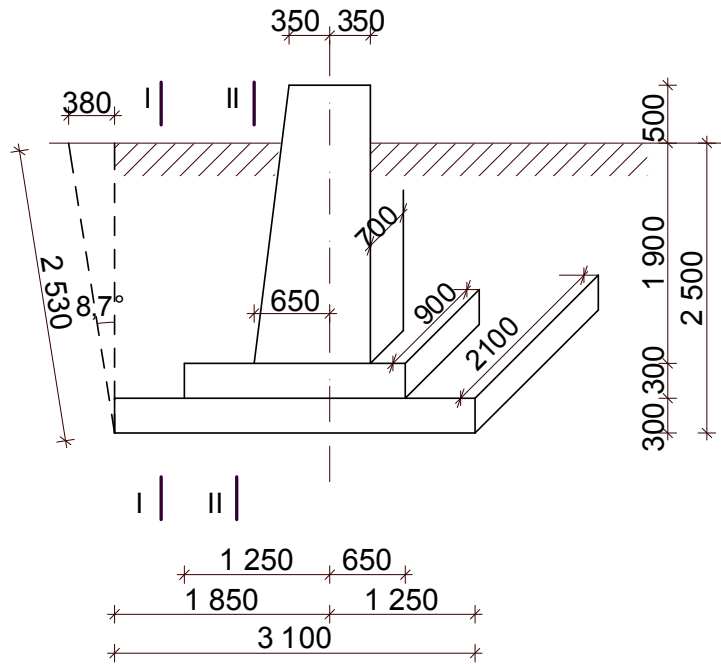


Рисунок 1.10 – Конструктивне рішення фундаменту

Силу граничного опору основи фундаменту, що висмикується, визначають за формулою:

$$F_{u,a} = \gamma_{bf} (V_{bf} - V_f) \cos \beta + c_0 [A_1 \cos(\varphi_0 - \beta/2) + A_2 \cos(\varphi_0 + \beta/2) + 2A_3 \cos \varphi_0], \quad (1.4)$$

де  $\gamma_{bf} = 17 \text{ кН/м}^3$  – питома вага ґрунту зворотної засипки;

$V_f = 3,844 - 0,7 \cdot 0,7 \cdot 0,5 = 3,599 \text{ (м}^3\text{)}$  – об'єм частини фундаменту, яка знаходиться в межах тіла випирання ґрунту;

Характеристики міцності ґрунту зворотної засипки (табл. Ж.2 [5])

$$c_0 = \eta \cdot c_1 = 0,6 \cdot \frac{16}{2,4} = 4,0 \text{ кПа};$$

$$\varphi_0 = \eta \cdot \varphi_1 = 0,6 \cdot \frac{16}{1,1} = 8,7^\circ.$$

Приймаємо кут випирання  $\nu = \varphi_0 = 8,7^\circ$ . Геометричні розміри тіла випирання наведені на рисунку 1.11.

Площі граней тіла випирання

$$A_1 = (l + l_1) d / 2 \cos(\varphi_0) = (1,84 + 1,08) \cdot 2,5 / (2 \cdot \cos 8,7^\circ) = 3,69 \text{ (м}^2\text{)};$$

$$A_2 = (l + l_2) d / 2 \cos(\varphi_0) = (2,1 + 2,86) \cdot 2,5 / (2 \cdot \cos 8,7^\circ) = 6,27 \text{ (м}^2\text{)};$$

$$A_3 = A_4 = 2,97 \cdot d / \cos 8,7^\circ = 7,51 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Об'єм ґрунту, що випирається:

$$V_{bf} = \frac{1}{3} \cdot 2,5(3,86 \cdot 2,86 + 2,1 \cdot 3,1 + \sqrt{11,04 \cdot 6,51}) - 0,89^2 \cdot 0,5 \cdot 2,5 = 20,7 \text{ (м}^3\text{)}.$$

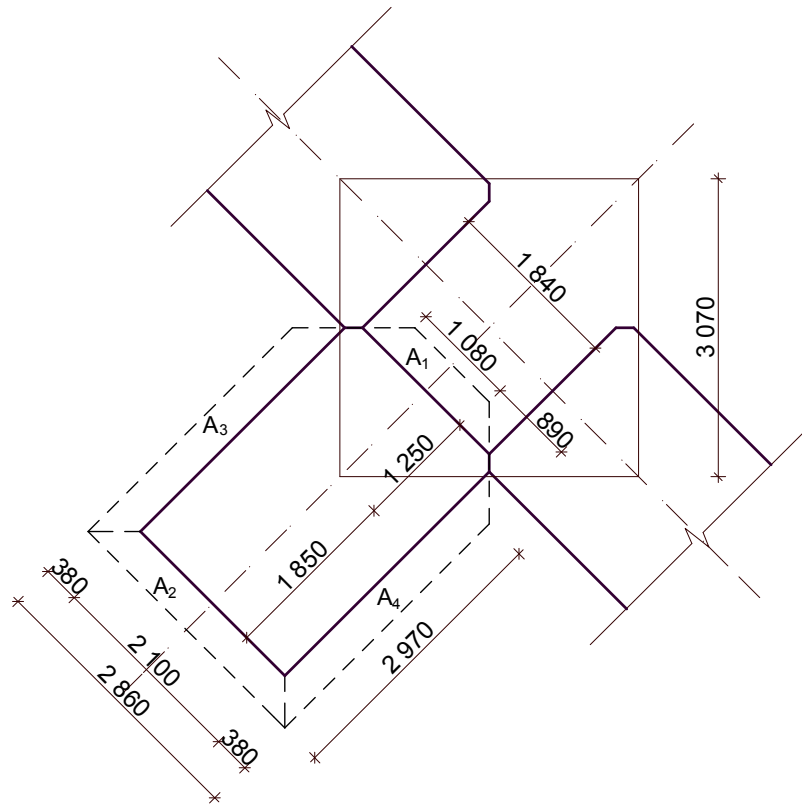


Рисунок 1.11 – Геометричні розміри тіла випирання

Визначимо силу граничного опору основи фундаменту, що висмикується:

$$\begin{aligned}
 F_{u,a} &= \gamma_{bf}(V_{bf} - V_f) \cos \beta + c_0 [A_1 \cos(\varphi_0 - \beta/2) + A_2 \cos(\varphi_0 + \beta/2) + 2A_3 \cos \varphi_0] = \\
 &= 17(20,7 - 3,599) + 4,0 \cdot [3,69 \cdot \cos 8,7^\circ + 6,27 \cdot \cos 8,7^\circ + 2 \cdot 7,51 \cdot \cos 8,7^\circ] = \\
 &= 290,7 + 98,76 = 389,4 \text{ (кН)}.
 \end{aligned}$$

Перевіримо виконання умови (1.3):

$$\begin{aligned}
 N_{\text{висм}} - \gamma_f G_n \cos \beta &= 330,8 - 0,9 \cdot 3,844 \cdot 25 = \\
 &= 244,3 \text{ (кН)} \leq \gamma_c F_{u,a} / \gamma_n = \frac{1,0 \cdot 389,4}{1,2} = 324,5 \text{ (кН)}.
 \end{aligned}$$

Умова стійкості ґрунту на висмикуюче зусилля виконується.

#### *Розрахунок основи за деформаціями*

##### *На дію висмикуючого зусилля*

При розрахунках за деформаціями не враховується пульсаційна складова вітрового навантаження і коефіцієнт надійності за навантаженням приймається рівним одиниці.

В цьому разі навантаження на фундамент:

- поперечна сила  $Q_n = 39,3 / 1,3 = 30,2$  (кН);
- висмикуюча сила  $N_n = 330,8 / 1,3 = 254,5$  (кН).

Розрахунок деформацій основи фундаменту, який працює на висмикування може не виконуватись, якщо виконується умова:

$$N_n - G_n \cos \beta \leq \gamma_c R_0' A_0, \quad (1.5)$$

де  $N^n = 254,5$  кН – нормативне значення висмикуючого зусилля;

$G^n$  – нормативне значення ваги фундаменту;

Вага фундаменту

$$G^n = 3,844 \cdot 25 = 96,1 \text{ (кН)};$$

$\beta$  – кут нахилу висмикуючої сили до вертикалі (приймаємо рівним нулю);

$$\gamma_c = \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4 = 1,04 \cdot 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,0 = 0,832;$$

$R_0' = 46$  кПа – розрахунковий опір ґрунту зворотної засипки, визначений за таблицею 136 [6];

$A_0 = 2,1 \cdot 3,1 - 1,0 \cdot 0,7 = 5,81$  (м<sup>2</sup>) – площа проекції верхньої поверхні фундаменту.

Перевіримо виконання умови (1.5)

$$\begin{aligned} N_n - G_n \cos \beta &= 254,5 - 96,1 = 158,4 \text{ (кН)} \leq \gamma_c R_0' A_0 = \\ &= 0,832 \cdot 46,0 \cdot 5,81 = 222,4 \text{ (кН)}. \end{aligned}$$

Умова виконується з запасом, отже, розрахунок деформацій основи при дії висмикуючого зусилля не потрібний при центральному навантаженні.

Але в нашому випадку висмикуюче зусилля прикладене з ексцентриситетом, тому виконаємо розрахунок за деформаціями на сумісну дію вертикальних і горизонтальних навантажень.

Розрахунок зводиться до перевірки умови (248) [6]:

$$Q \leq Q_R, \quad (1.6)$$

де  $Q$  – приведенне горизонтальне навантаження в рівні верхнього обрізу фундаменту.

$$Q = Q_n + \frac{M_n}{D} = 30,2 - \frac{254,5 \cdot 0,3}{3,0} = 30,2 - 25,45 = 4,75 \text{ кН}.$$

Тут  $D = 3,0$  м – висота фундаменту.

Перевіримо граничні умови:

$$d = 2,5 \text{ м} > 1,5 \text{ м}; \quad d/\bar{b}_l = 2,5/0,7 = 3,57 < 8; \quad \frac{d}{\sqrt{A}} = \frac{2,5}{\sqrt{6,51}} = 0,98 < 3;$$

$$\frac{\delta}{d} = \frac{2,1 \cdot 0,3 + 0,9 \cdot 0,3}{2,1 \cdot 2,5} = 0,171 \approx 0,125.$$

При висмикуванні з перекиданням граничне значення горизонтальної сили визначається за формулами:

$$Q_{R3} = \frac{[b_l d(2d - z_i)/6 + b W_l / (d - z_i)] R_l}{D}, \quad (1.7)$$

$$Q_{R4} = \frac{[b_l d(2d - z_t)(d - z_t) / 3b + W_t] \sigma_{mt}}{D} \quad (1.8)$$

Розрахункова ширина стійки в напрямку переміщення:

$$b_l = \bar{b}_l k_{al} = 0,7 \cdot 1,213 = 0,849 \text{ м};$$

$$\text{де } k_{al} = 1 + C_{al} d / \bar{b}_l = 1 + \frac{0,0595 \cdot 2,5}{0,7} = 1,213.$$

Момент опору верху плити фундаменту  $W_t = 3,315 \text{ м}^3$ .

Розрахунковий опір ґрунту зворотної засипки на боковій поверхні стійки за табл. 137 [6]  $R_t = 35 \text{ кПа}$ .

Розрахунковий тиск на ґрунт зворотної засипки по верхній площині плити фундаменту:

$$\begin{aligned} \sigma_{mt} &= 1,2 \gamma_c R_0' - (F_t - G_f) / A_t = 1,2 \cdot 0,832 \cdot 46 - (254,5 - 96,1) / (6,51 - 0,7 \cdot 1,0) = \\ &= 18,66 \text{ (кПа)}. \end{aligned}$$

Відстань від поверхні ґрунту до точки перетинання епюр напружень  $\sigma_p$  і  $\sigma_Q$  на боковій поверхні стійки:

$$z_i = \frac{R_t d}{\sigma_p} \quad (1.9)$$

Характеристики міцності ґрунту зворотної засипки для другої групи граничних станів

$$\varphi_{II}' = 0,9 \varphi_{II} = 0,9 \cdot 16 = 14^\circ;$$

$$c_{II}' = 0,5 c_{II} = 0,5 \cdot 16 = 8 \text{ кПа}.$$

Ордината пасивного тиску ґрунту на стійку при  $z = d$

$$\sigma_p = 1,2(\sigma_c + \sigma_\varphi) = 1,2(20,5 + 69,6) = 108,1 \text{ кПа},$$

$$\text{де } \sigma_c = 2c_{II}' \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi_{II}'}{2}\right) = 2 \cdot 8 \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{14}{2}\right) = 20,5 \text{ (кПа)};$$

$$\sigma_\varphi = d \gamma_{bf} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi_{II}'}{2}\right) = 2,5 \cdot 17 \cdot \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{14}{2}\right) = 69,6 \text{ (кПа)}.$$

$$\text{Тоді } z_i = \frac{R_t d}{\sigma_p} = \frac{35 \cdot 2,5}{108,1} = 0,81 \text{ (м)}.$$

$$z_t = \frac{2\sigma_{mt} d^2}{b\sigma_p + 2d\sigma_{mt}} = \frac{2 \cdot 18,66 \cdot 2,5^2}{2,3 \cdot 108,1 + 2 \cdot 2,5 \cdot 18,66} = 0,68 \text{ (м)}.$$

Граничні значення горизонтальної сили

$$\begin{aligned} Q_{R3} &= \frac{[b_l d(2d - z_i) / 6 + b W_t / (d - z_i)] R_t}{D} = \\ &= \frac{[0,849 \cdot 2,5(2 \cdot 2,5 - 0,81) / 6 + 2,1 \cdot 3,315 / (2,5 - 0,81)] \cdot 35}{3,0} = 65,35 \text{ (кН)} > Q = 4,75 \text{ кН}; \end{aligned}$$

$$Q_{R4} = \frac{[b_l d (2d - z_t)(d - z_t) / 3b + W_t] \sigma_{mt}}{D} =$$

$$\frac{[0,849 \cdot 2,5(2 \cdot 2,5 - 0,68)(2,5 - 0,68) / (3 \cdot 2,1) + 3,315] \cdot 18,66}{3,0} = 37,41 \text{ (кН)} > Q = 4,75 \text{ кН}.$$

Отже, граничні умови (1.6) виконуються.

*На дію вдавлюючого зусилля*

Розрахунковий опір ґрунту основи приймаємо рівним 100 кПа.

Нормативне значення стискаючої сили  $N_n = 367,3 / 1,3 = 282,5$  кН.

Тиск під подошвою фундаменту

$$p_{сер} = \frac{N^n + G^n}{A} = \frac{282,5 + 96,1 + (2,1 \cdot 3,1 \cdot 2,5 - 3,844 + 0,245)17}{6,51} =$$

$$= 91,3 \text{ кПа} < R = 100 \text{ кПа};$$

$$p_{max} = 91,3 + \frac{(30,2 \cdot 3,0 - 282,5 \cdot 0,3) \cdot 6}{2,1 \cdot 3,1^2} = 91,3 + 1,74 = 93,0 \text{ кПа} < 1,2R = 120 \text{ кПа};$$

$$p_{min} = 91,3 - 1,74 = 89,6 \text{ кПа} > 0.$$

Отже, граничні умови другої групи забезпечені.

Виконаємо розрахунок за деформаціями на сумісну дію вертикальних і горизонтальних навантажень.

Розрахунок зводиться до перевірки умови (1.6).

Для стискаючого навантаження:

$$Q = Q_n + \frac{M_n}{D} = 30,2 - \frac{282,5 \cdot 0,3}{3,0} = 30,2 - 28,25 = 1,95 \text{ (кН)}.$$

При перекиданні стиснених фундаментів граничне значення горизонтальної сили визначається за формулами:

$$Q_{R1} = \frac{[b_l d (2d - z_i) / 6 + b W_c / (d - z_i)] R_l}{D}; \quad (1.10)$$

$$Q_{R2} = \frac{[b_l d (2d - z_c)(d - z_c) / 6b + W_c] \sigma_{mc}}{D}. \quad (1.11)$$

Момент опору низу плити фундаменту  $W_c = 3,364 \text{ м}^3$ .

Розрахунковий тиск на ґрунт основи під подошвою фундаменту:

$$\sigma_{mc} = 1,2R - (F_c + G_f + G_g) / A = 1,2 \cdot 100 - (282,5 + 96,1 + 215,56) / 6,51 = 28,7 \text{ (кПа)}.$$

Відстань від поверхні ґрунту до точки перетинання епюр напружень  $\sigma_p$  і  $\sigma_Q$  на боковій поверхні стійки:

$$z_c = \frac{\sigma_{mc} d^2}{b \sigma_p + d \sigma_{mc}} = \frac{28,7 \cdot 2,5^2}{2,1 \cdot 108,1 + 2,5 \cdot 28,7} = 0,6 \text{ (м)}.$$

Граничні значення горизонтальної сили

$$Q_{R1} = \frac{[b_1 d (2d - z_i) / 6 + b W_c / (d - z_i)] R_l}{D} =$$

$$= \frac{[0,849 \cdot 2,5(2 \cdot 2,5 - 0,81) / 6 + 2,1 \cdot 3,364 / (2,5 - 0,81)] \cdot 35}{3,0} = 66,1 (\kappa H) > Q = 1,95 \kappa H;$$

$$Q_{R2} = \frac{[b_1 d (2d - z_c)(d - z_c) / 6b + W_c] \sigma_{mc}}{D} =$$

$$= \frac{[0,849 \cdot 2,5(2 \cdot 2,5 - 0,6)(2,5 - 0,6) / (6 \cdot 2,1) + 3,364] \cdot 28,7}{3,0} = 45,7 (\kappa H) > Q = 1,95 \kappa H.$$

Отже, граничні умови (1.6) виконуються.

### Питання для самоконтролю

1. Особливості роботи і область використання фундаментів глибокого закладання [2 – 4, 9, 10, 13].
2. Класифікація фундаментів глибокого закладання [2 – 4, 9].
3. Конструкції, що улаштовуються способом ”стіна в ґрунті” [2 – 4, 13].
4. Призначення і способи розрахунку щілинних фундаментів [9, 15, 16].
5. Що таке барети, способи їх влаштування і розрахунку [14].
6. Анкерні фундаменти, їх класифікація [3, 9, 17].
7. Розрахунок грибоподібних фундаментів [5, 6].
8. Способи улаштування бурюін’єкційних анкерів, їх призначення [3, 17].

## 2 ФУНДАМЕНТИ ПРИ ДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ І В ОСОБЛИВИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ

*Питання, які виносяться на СРС:*

1. Розрахунок фундаментів при сейсмічних впливах.
2. Фундаменти на мулистих і заторфованих ґрунтах.
3. Визначення просідань від власної ваги ґрунту.
4. Нерівномірності просідань при локальних замочуваннях.
5. Улаштування фундаментів на набрякливих ґрунтах.
6. Пальові фундаменти у набрякливих ґрунтах.

### 2.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

#### Розрахунок фундаментів при сейсмічних впливах

Проектування фундаментів з урахуванням сейсмічних впливів повинно виконуватись на підставі розрахунку на аварійне сполучення навантажень за інженерно – геологічними умовами.

Попередні розміри фундаментів слід визначати розрахунком за деформаціями основ на основне сполучення навантажень (без урахування сейсмічних навантажень) [5].

Розрахунок фундаментів за несучою здатністю основи слід виконувати на дію вертикальної складової позацентрового навантаження в аварійному сполученні, яке передається фундаментом, виходячи з умови:

$$N_a \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n, \quad (2.1)$$

де  $N_a$  – вертикальна складова розрахункового позацентрового навантаження в аварійному сполученні (з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, яке спрямоване вниз);

$N_{u,eq}$  – вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах;

$\gamma_{c,eq}$  – сейсмічний коефіцієнт умов роботи, що приймають рівним 1.0; 0.85; 0.7 відповідно для ґрунтів I, II і III категорій за сейсмічними властивостями згідно з ДБН В.1.1-12;

$\gamma_n$  – коефіцієнт надійності, приймають в залежності від рівня відповідальності споруд згідно з розділом 7 [5].

Перевірку на зрушення по підошві фундаменту слід виконувати на горизонтальну складову сейсмічного навантаження в рівні низу фундаментів з урахуванням вертикального сейсмічного навантаження, спрямованого наверх, і сейсмічного коефіцієнта умов роботи.

При визначенні утримуючих та зрушуючих сил слід обраховувати складові активного і пасивного тисків ґрунту на бічні поверхні фундаментів з урахуванням сейсмічних навантажень.

При дії навантажень від моментів по двох напрямках розрахунок за несучою здатністю основ повинен виконуватись роздільно на дію сил і моментів у кожному напрямку незалежно один від одного.

При розрахунку пальових фундаментів [7] несуча здатність паль по ґрунту в умовах сейсмічних впливів визначається з урахуванням знижуючих коефіцієнтів  $\gamma_{eq1}$ ,  $\gamma_{eq2}$ ,  $\gamma_{eq3}$ , а опір тертя по боковій поверхні палі до глибини  $h_d$  приймається рівним нулю.

Методика розрахунку фундаменту мілкового закладання і паль при сейсмічних впливах показана на прикладах у п. 2.2.1 та 2.2.2.

### **Фундаменти на мулистих і заторфованих ґрунтах**

Характерними ознаками цих ґрунтів є:

- високий ступінь вологості  $S_r \geq 0,8$ ;
- велика стисливість  $E \leq 5$  МПа в інтервалі тиску від більшості фундаментів;
- повільне протікання осідань з часом;
- мінливість і анізотропія міцностних, деформаційних, фільтраційних, реологічних характеристик;



- значна тиксотропність.

Природні мули і колоїдно-глинисті ґрунти зі значним вмістом органічних решток (заторфовані і торфи) є найгіршими видами природних основ фундаментів.

*Мули* – водно-колоїдні ґрунти, що утворюються при осаджуванні у відносно-спокійній воді дрібних мінеральних частинок при одночасному протіканні гідробіологічних процесів.

В колоїдному стані частинки оточені відносно товстими водними оболонками, об'єм яких часто перевищує об'єм саме мінеральних частинок. Це обумовлює перезволоження мулистих ґрунтів.

Мули відрізняють за віком:

- давні (більш щільні, більш мінералізовані, перекриті більш пізніми нашаруваннями);
- сучасні.

Під дією зовнішнього навантаження в мулах виникає руйнування структурно-колоїдних зв'язків. При деякій величині зовнішнього тиску руйнування структурних зв'язків починає здійснюватись лавиноподібно з різким зниженням міцності ґрунту. Цей граничний тиск називається структурною міцністю мулів.

Величина її невелика від 50 до 150 кПа, а іноді і менше.

При навантаженнях менше структурної міцності мули не видавлюються з-під фундаменту, а дуже повільно ущільнюються, даючи значні осідання.

Аналогічні властивості мають і заторфовані ґрунти.

Стисливість мулів і торфів значно зростає зі збільшенням швидкості збільшення навантаження. На них не можна в короткі проміжки часу давати великі навантаження.

*Заторфованими* називають ґрунти, що містять від 10 до 50% органічних речовин. *Торфи* містять більше 50% органічних речовин.

Осідання фундаментів на заторфованих ґрунтах протікають дуже повільно внаслідок тривалого процесу мінералізації органічних речовин (гниття). Різке прискорення цього процесу може мати місце при змінненні гідрогеологічного режиму, особливо при аерації ґрунтів (при зниженні рівня ґрунтових вод). Таке зниження може спричинювати катастрофічне зростання осідань фундаментів.

Треба відрізнити торфи відкриті і поховані. Відкриті торфи дуже сильно стисливі.

Частіше за все дуже стисливі ґрунти не можуть використовуватись як природні основи без попереднього покращення їх властивостей. Це робиться шляхом:

- їх заміни;
- прорізання їх фундаментами глибокого закладання (з урахування негативного тертя);

- їх ущільнення або закріплення.

Ефективним заходом є ущільнення їх фільтруючим насипом із застосуванням вертикальних піщаних або заводських дренажів (паперових, комбінованих).

Дуже стисливі ґрунти розраховуються як за несучою здатністю, так і за деформаціями (з урахуванням часу).

При проектуванні фундаментів на основах, що складені водонасиченими біогенними ґрунтами та мулами або містять такі ґрунти, слід урахувати: підвищену стисливість, розвиток осідань у часі, можливість виникнення нестабілізованого стану, мінливість та анізотропію характеристик міцності, деформативності, фільтрації і зміни їх в процесі консолідації основи. Необхідно урахувати для: мулів – тиксотропію, газовиділення; біогенних ґрунтів та мулів – агресивність підземних вод до матеріалів конструкцій в ґрунті.

Спирання фундаментів безпосередньо на поверхню сильнозаторфованих ґрунтів, торфів, слабомінеральних сапропелей та мулів не допускається.

На території майбутньої забудови з різними умовами залягання і на шарування (за глибиною і в плані) водонасичених мінеральних та біогенних ґрунтів, де застосовують комплекс інженерних заходів з підготовки основи (тимчасове або постійне завантаження, дренажування тощо), характеристики ґрунтів основи необхідно визначати за результатами їх випробувань після ущільнення.

### **Визначення просідань від власної ваги ґрунту**

Просідання від власної ваги ґрунтової товщі, відповідно до норм, обчислюють за формулою:

$$S_{sl} = \sum_1^n \varepsilon_{sl,i} \cdot h_i \cdot k_{sl,i}; \quad (2.2)$$

де  $\varepsilon_{sl,i}$  - відносна просадковість і-го шару, яка обчислюється при тиску  $p = \sigma_{zg,i}$ , що діє посередині кожного шару (напруження від власної ваги ґрунту  $\sigma_{zg,i}$  визначається в умовах повного водонасичення);

$h_i$  - товщина і-го шару ґрунту;

$k_{sl,i}$  - коефіцієнт умов роботи основи;

$n$  – кількість шарів, на які розділена зона просідання  $h_{sl}$  у відповідності до літологічного перерізу і горизонтів визначення  $\varepsilon_{sl,i}$ . При цьому товщина шарів не повинна перевищувати 2 м, зміна сумарного напруження у межах шару не повинна перевищувати 200 кПа.

При визначенні просідання ґрунту від власної ваги слід приймати:  $k_{sl} = 1$  при  $H_{sl} \leq 15$  м,  $k_{sl} = 1,25$  при  $H_{sl} \geq 20$  м,  $k_{sl}$  – за інтерполяцією при  $15 \text{ м} < H_{sl} < 20$  м.

При проектуванні заглиблених і глибокого закладання фундаментів, підземних і заглиблених споруд слід враховувати:

– в умовах, коли виникає просідання від зовнішнього навантаження в верхній зоні  $h_{sl,p}$  і відсутнє просідання від власної ваги ґрунту – опір ґрунту по бічній поверхні заглибленої частини;

– в умовах, коли виникають просідання від власної ваги ґрунту в нижній зоні основи  $h_{sl,g}$ . – негативне тертя ґрунту по бічній поверхні заглиблених частин споруди і фундаментів, що виникає при просіданні ґрунтів від власної ваги.

Палі за несучою здатністю ґрунтів основи в просідаючих ґрунтах слід розраховувати з умови [7]:

$$N \leq \frac{F_d}{\gamma_k} - \gamma_c P_n, \quad (2.3)$$

де  $N$  – розрахункове навантаження, кН, на одну палю;

$F_d$  – несуча здатність, кН, визначена звичайним шляхом;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, для теоретичного визначення  $\gamma_k = 1,4$ ;

$\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи, значення якого залежить від можливого значення просідання ґрунту  $s_{sl}$ : при  $s_{sl} = 5$  см  $\gamma_c = 0$ , при  $s_{sl} \geq 2s_u$   $\gamma_c = 0,8$ , для проміжних значень  $s_u$   $\gamma_c$  визначається інтерполяцією;

$P_n$  – довантажувальна сила тертя.

До проведення випробувань на висмикування значення  $P_n$  допускається визначати за формулою:

$$P_n = u \sum_0^{h_{sl}} \tau_i h_i, \quad (2.4)$$

де  $u$  – периметр, м, ділянки ствола палі або групи близько розташованих паль;

$h_{sl}$  – розрахункова глибина, м, до котрої здійснюється підсумовування сил бічного тертя просідаючих шарів ґрунту, що приймається рівною глибині, де значення просідання ґрунту від дії власної ваги дорівнює 0,05 м;

$\tau_i$  – розрахунковий опір, кПа, що визначається до глибини  $h = 6$  м за формулою:

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_l + c_l, \quad (2.5)$$

тут  $\zeta$  – коефіцієнт бічного тиску, що приймається рівним 0,7;

$\varphi_l$ ,  $c_l$  – розрахункові значення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення;

$\sigma_{zg}$  – вертикальне напруження від власної ваги водонасиченого ґрунту, кПа;

$h_i$  – товщина, м,  $i$ -го шару просідного ґрунту, осідаючого при замочуванні.

У прикладі 2.2.3 показане врахування сил негативного тертя при розрахунку паль.

### **Нерівномірності просідань при локальних замочуваннях**

Утворення локальних зон замочування у плані будинку або споруди (у місцях вводів і випусків водонесучих та теплових мереж, при аварійних витіканнях, у приміщеннях з "мокрим" технологічним процесом та ін.) викликає нерівномірність осідань фундаментів окремих частин будинку чи споруди, яка, як правило, перевищує граничні значення для об'єкта, що проектується [18].

Просідання основи фундаменту, різниця просідань і крени окремих фундаментів, що знаходяться у зоні прояву нерівномірних просідань за рахунок розтікання води від джерела замочування повинні визначатись з урахуванням обмеженого замочування нижньої зони в залежності від глибини закладання фундаменту, глибини розташування джерела замочування, глибини зони просідання від зовнішнього навантаження і величини кута  $\beta$  до вертикалі розтікання води у боки від джерела замочування, який приймається для лесових супісків і лесів  $35^\circ$ , а для лесоподібних суглинків  $50^\circ$ .

Для будинків жорсткої конструктивної схеми компоненти сумісних деформацій просідання зображені на рисунку 2.1.

При виборі схем деформацій основи у результаті локального замочування ґрунтів слід виходити зі схеми розташування водонесучих комунікацій на об'єкті, який розраховується, і передбачати ті ділянки при аварійних витіканнях, з яких вода може досягти його основи. Залежно від ситуації джерела замочування можуть бути лінійними чи точковими.

Щонайменше розглядається два варіанти розташування джерела замочування: перший – під серединою будинку або споруди; другий – під торцем будинку або споруди.

### **Улаштування фундаментів на набрякливих ґрунтах**

До набрякливих відносяться ґрунти, які здатні збільшуватися в об'ємі при підвищенні вологості та зменшуватись при висиханні. Процес збільшення в об'ємі називається набряканням, а зменшення – усадкою.

Здатністю набрякати майже завжди володіють глини оскільки набрякання при замочуванні відбувається внаслідок збільшення товщини плівок зв'язної води, її розклинюючої дії. Ступінь збільшення об'єму ґрунтів при набряканні залежить від їхнього складу (особливо сильно набрякають монтморілонітові глини), доступності поверхні частинок для молекул води та ступеня ущільнення ґрунту (наприклад, переущільнені морські глини схильні набрякати). Крім глин, здатністю набрякати володіють деякі види шлаків, а також звичайні пілувато-глинисті ґрунти при замочуванні їх хімічними відходами виробництва.

В Україні набрякливі глини зустрічаються в Криму, в районах Керчі та Феодосії.

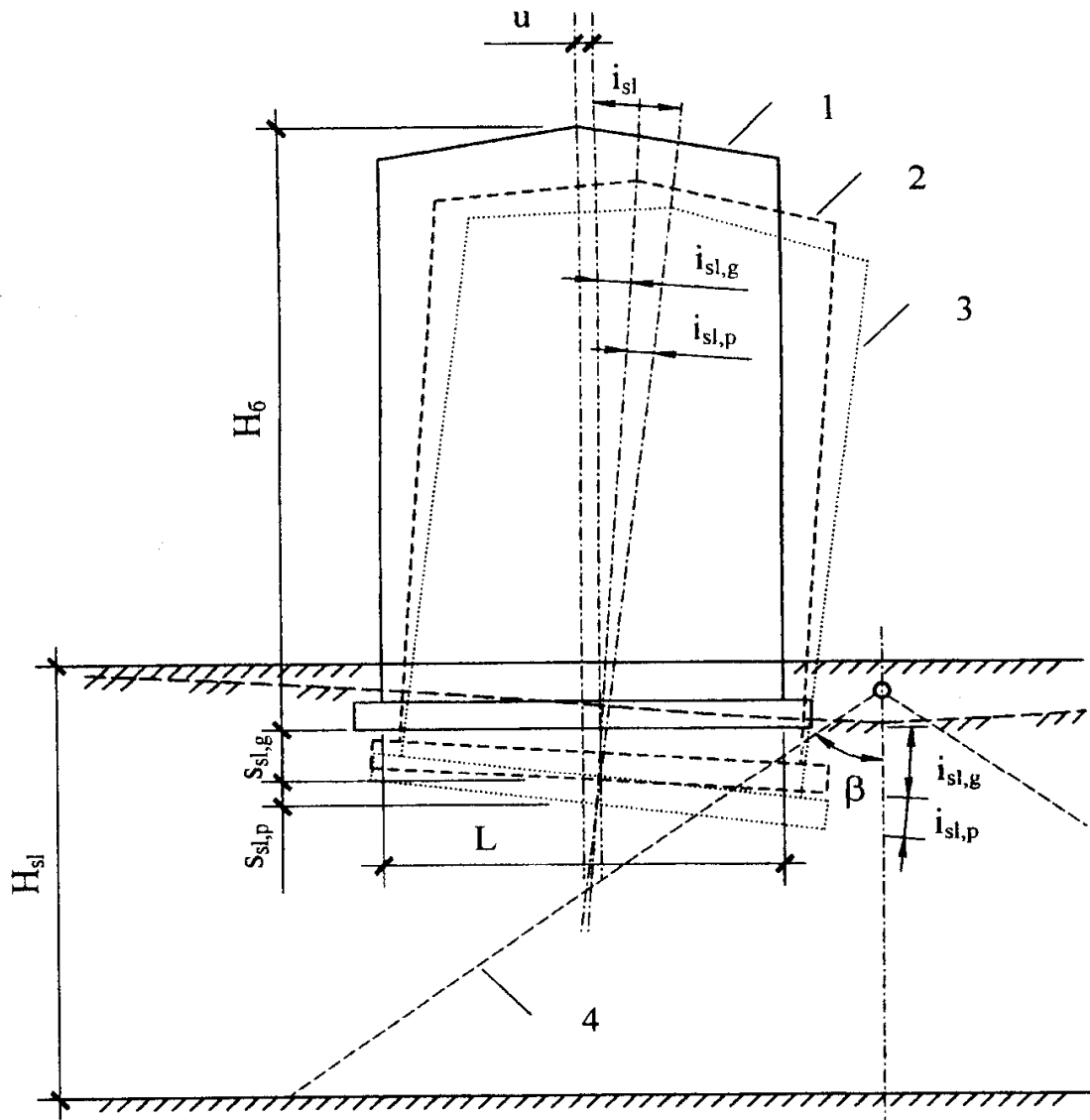


Рисунок 2.1 – Компоненти сумісних деформацій просідання основи і будинку при локальному замочуванні основи з лінійного джерела біля поверхні землі:

$H_{sl}$  – глибина товщі просідання;  $r$  – розрахункова довжина криволінійної ділянки просідання поверхні товщі від власної ваги;  $H_{\text{бод}}$  і  $L$  – висота і довжина будинку;  $s_{sl,g}$  і  $i_{sl,g}$  – просідання і нахил поверхні основи під будинком від власної ваги ґрунтів;  $u$  – горизонтальне переміщення будинку, що спричинене горизонтальними переміщеннями основи  $u_{sl}$  при просіданні від власної ваги ґрунтів;  $s_{sl,p}$  і  $i_{sl,p}$  – просідання і крен будинку від навантажень системи фундаментів;  $i = i_{sl,g} + i_{sl,p}$  – крен будинку від просідання основи; 1, 2, 3 – розташування будинку у вертикальній площині відповідно: при природній вологості ґрунтів, при врахуванні тільки просідання від власної ваги ґрунтів та при врахуванні просідання від власної ваги ґрунтів і навантажень від будинку; 4 – верхня межа зони замочування товщі просідання із локального джерела під кутом розтікання води  $\beta$

Набрякання відбувається внаслідок усмоктування води ззовні та за рахунок перерозподілу молекул води усередині ґрунту. У першому випадку набрякання досить велике. Набрякання без вбирання води ззовні проявляється, зокрема, при улаштуванні котлованів у результаті зняття природного тиску. Внаслідок набрякання глини дно котлованів підіймається від кількох міліметрів до декількох десятків сантиметрів.

Якщо дно котлована з набрякливими ґрунтами залишити відкритим (у літній сухий час року навіть протягом доби), то відбудеться усадка глини з поверхні. Це пов'язано з їхнім ущільненням і появою тріщин. Використання такого ґрунту як основи фундаментів у подальшому при попаданні води призведе до їх набрякання (переущільнення та покращення доступності для молекул води). У зв'язку з цим, безпосередньо перед будівництвом, глини верхнього шару, що набрікають або зазнають усадки, повинні бути вилучені.

Якщо переущільнений глинистий ґрунт вбирає воду, знаходячись в умовах, що виключають збільшення його об'єму, то навколишнє середовище починає зазнавати тиску набрякання. Його величина поступово збільшується з часом, досягаючи максимального значення через декілька десятків діб від початку замочування.

Величина тиску набрякання для більшості глини, як правило, не перевищує 150 - 200 кПа, а в деяких випадках може досягти 1,2 – 1,5 МПа.

Ступінь набрякання глинистих ґрунтів при вбиранні ними води залежить від величини тиску, зазаного ними ззовні. Чим менший цей тиск у порівнянні з тиском набрякання, тим більшим при інших рівних умовах буде набрякання глинистого ґрунту, і тому найбільших деформацій зазнають легкі будинки та споруди.

Кількісно набрякливі ґрунти характеризуються такими показниками: тиском набрякання,  $p_{sw}$ , вологістю набрякання,  $w_{sw}$ , відносною набрякливістю при заданому тиску,  $\varepsilon_{sw}$ , при зволоженні та відносною усадкою при висиханні,  $\varepsilon_{sh}$ .

За тиск набрякання  $p_{sw}$  беруть тиск на зразок ґрунту, що замочується і обтискується без можливості бокового розширення, при якому деформації набрякання дорівнюють нулю.

За вологість набрякання ґрунту  $w_{sw}$  приймають вологість, одержану після завершення набрякання зразка ґрунту, обтисненого без можливості бокового розширення заданим тиском.

Таким чином, вологість набрякання є величина змінна, яка залежить від діючого тиску. Те ж саме відноситься до двох останніх характеристик.

Відносна набрякливість визначається за результатами компресійних випробувань і підраховується за формулою:

$$\varepsilon_{sw} = \frac{h_{sat} - h_n}{h_n}, \quad (2.6)$$

де  $h_n$  – висота зразка природної вологості і щільності, обтиснутого тиском  $p$  без можливості бокового розширення;

$h_{sat}$  – висота того ж зразка після замочування до повного водонасичення при такому ж тискові.

Якщо  $\varepsilon_{sw}$  визначається тільки при одному значенні тиску, то його рекомендується брати рівним:

$$\sigma_{z,tot} = \sigma_{z,p} + \sigma_{z,g} + \sigma_{z,ad}, \quad (2.7)$$

де  $\sigma_{z,p}$  – вертикальний тиск на заданій глибині від фундаменту;

$\sigma_{z,g}$  – тиск на тій же глибині від власної ваги ґрунту;

$\sigma_{z,ad}$  – додатковий вертикальний тиск від ваги незволоженої частини масиву ґрунту за межами площі замочування, що обчислюють за формулою:

$$\sigma_{z,ad} = k_g \gamma (d + z), \quad (2.8)$$

де  $k_g$  – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.4 [5].

Відносна усадка при висиханні визначається за формулою:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{h_n - h_d}{h_n}, \quad (2.9)$$

де  $h_n$  – висота зразка ґрунту можливої найбільшої вологості при обтисненні його сумарним вертикальним напруженням без можливості бокового розширення;

$h_d$  – висота зразка ґрунту в тих же умовах при зменшенні вологості внаслідок висихання.

Ступінь прояву набрякання та усадки, як і в просадкових ґрунтах, залежить від конкретних гідрогеологічних умов. Набрякання та усадка можливі за рахунок таких факторів:

- піднімання рівня ґрунтових вод, інфільтрації;
- накопичення вологи під спорудами в обмеженій за глибиною зоні внаслідок порушення природних умов випаровування при забудові і асфальтуванні території;
- зміни водно-теплового режиму у верхній частині зони аерації під впливом сезонних кліматичних явищ;
- висихання ґрунтів від зовнішніх теплових джерел (печі та ін).

Ці зміни можуть викликати деформації малозаглиблених споруд, зведених на набрякливих глинах.

При проектуванні фундаментів на набрякливих ґрунтах слід дотримуватись таких правил:

- заглиблення фундаментів здійснюють нижче зони аерації;
- розрахунок основи виконують за другою групою граничних станів з врахування підйому при набряканні  $h_{sw}$  та осідання внаслідок висихання ґрунту  $s_{sh}$ . Повинні виконуватись такі умови:

$$\begin{aligned}
h_{sw} &\leq s_u; \\
s + s_{sh} &\leq s_u; \\
p &\leq R,
\end{aligned}
\tag{2.10}$$

Граничні значення  $s_u$  підйому основи, складеної грунтами, що набрякають, допускається приймати: максимальний і середній підйом у розмірі 25% і відносну різницю осідань у розмірі 50% відповідних граничних значень деформацій, наведених у даному додатку, а відносний вигин – в розмірі 0,25  $(\Delta s/L)_u$ .

Підйом основи при набряканні ґрунту  $h_{sw}$  обчислюють за формулою

$$h_{sw} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sw,i} h_i k_{sw,i}, \tag{2.11}$$

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

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту;

$k_{sw,i}$  – коефіцієнт, який в залежності від сумарного вертикального напруження  $\sigma_{z,tot}$  на глибині, що розглядається, приймають: рівним 0,8 при  $\sigma_{z,tot} = 50$  кПа, 0,6 при  $\sigma_{z,tot} = 300$  кПа, інтерполяцією – при проміжних значеннях  $\sigma_{z,tot}$ ;

$n$  – кількість шарів, на які розділена зона набрякання ґрунту.

Нижню межу зони набрякання  $H_{sw}$  приймають:

а) при інфільтрації вологи на глибині, де сумарне вертикальне напруження  $\sigma_{z,tot}$  дорівнює тиску набрякання  $p_{sw}$ ;

б) при екрануванні поверхні та зміні водно-теплового режиму – визначають дослідним шляхом (при відсутності дослідних даних приймають  $H_{sw} = 5$  м).

Осідання основи внаслідок висихання ґрунту, що набряк, визначають за формулою:

$$s_{sh} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{sh,i} h_i k_{sh}, \tag{2.12}$$

де  $\varepsilon_{sh,i}$  – відносна лінійна усадка  $i$ -го шару, що обчислюють за формулою (2.9);

$h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту;

$k_{sh}$  – коефіцієнт, що приймають рівним 1,3;

$n$  – кількість шарів, на які розділена зона усадки ґрунту.

Нижню межу зони усадки  $H_{sh}$  визначають дослідним шляхом, а при відсутності дослідних даних – приймають рівною 5 м.

При висиханні ґрунту внаслідок теплового впливу технологічного устаткування нижню межу зони усадки  $H_{sh}$  встановлюють дослідним шляхом або відповідним розрахунком.

При розрахунках основ з набрякливих ґрунтів застосовують характеристики ґрунтів при їх природній щільності і вологості.



При визначенні розрахункового опору  $R$  рекомендується враховувати можливість його підвищення у випадках, передбачених нормами, що буде сприяти зменшенню величини підйому фундаменту при набряканні ґрунту.

Якщо при розрахунку деформації основи перевищують допустимі значення, передбачають такі заходи:

- водозахисні;
- попереднє замочування основи в межах всієї або частини товщі набрякливого ґрунту (проходить повільно і нерівномірно);
- застосування компенсуючих піщаних подушок (крім перерозподілу тиску сприяють рівномірному розподілу вологи: вода стікає у знижені ділянки і призводить до їх більш інтенсивного набрякання);
- повна або часткова заміна шару набрякливих ґрунтів ненабрякливими (часткова на глибину, де  $\sigma_{z,tot} < p_{sw}$ );
- повне або часткове прорізання глибокими фундаментами шару набрякливого ґрунту (з урахуванням сил тертя по боковій поверхні згідно з рекомендаціями [7]).

### **Пальові фундаменти у набрякливих ґрунтах**

При проектуванні пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах допускається передбачати як повне прорізання палями всієї товщі набрякливих ґрунтів (із спиранням нижніх кінців на ненабрякливі ґрунти), так і часткове прорізання (зі спиранням нижніх кінців безпосередньо в товщі набрякливих ґрунтів).

Розрахунок пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах слід виконувати за граничними станами. При розрахунку пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах за деформаціями повинен також виконуватися додатковий розрахунок з визначенням підйому паль при набряканні ґрунту.

При розрахунку пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах **за несучою здатністю**, значення розрахункових опорів набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем  $R$  і на бічній поверхні  $f_i$  палі або палі-оболонки повинні прийматися на основі результатів статичних випробувань паль і паль-штампів у набрякливих ґрунтах із замочуванням на будівельному майданчику або прилеглих до нього територіях, що мають аналогічні ґрунти. За відсутності до часу проектування пальових фундаментів результатів вказаних статичних випробувань розрахунковий опір набрякливих ґрунтів під нижнім кінцем  $R$  і на бічній поверхні  $f_i$  палі і палі-оболонки діаметром менше 1 м допускається попередньо приймати за таблицями Н.2.1, Н.2.2 і Н.3.3 [7] як для ненабрякливих ґрунтів **із введенням додаткового коефіцієнта умов роботи ґрунту  $\gamma_c = 0,5$** , що враховують незалежно від інших коефіцієнтів умов роботи, наведених у таблицях Н.2.3 і Н.3.1.

**Підйом  $h_{sw, p}$ , м, забивних паль, занурених у заздальгідь пробурені лідерні свердловини**, набивних паль без розширення, а також палі-оболонки, що не прорізають зону набрякливих ґрунтів, слід визначати за формулою:

$$h_{sw,p} = (h_{sw} - h'_{sw,p})\Omega + h'_{sw,p} - \left( \frac{0,0001\omega}{u} \right) N, \quad (2.13)$$

де  $h_{sw}$  – підйом поверхні набрякливого ґрунту, м;

$h'_{sw,p}$  – підйом шару ґрунту в рівні закладання нижнього кінця палі (в разі прорізання набрякливого ґрунту  $h'_{sw,p} = 0$ ), м;

$\Omega, \omega$  – коефіцієнти, що визначаються за табл. 8.5.5.1 [7];

$u$  – периметр палі, м;

$N$  – розрахункове навантаження на палю, кН, визначене з коефіцієнтом надійності за навантаженням  $\gamma_f=1$ .

Граничні значення підйому споруд, а також значення підйому поверхні ґрунту  $h_{sw}$  і підйому шару набрякливого ґрунту в рівні розташування нижніх кінців палі  $h'_{sw,p}$  слід визначати відповідно до ДБН В.2.1-10 [5].

При прорізанні палями набрякливих шарів ґрунту і заглибленні їх у ґрунти, що не набрякають, підйом пального фундаменту буде практично виключений за дотримання умови:

$$N \geq F_{sw} - \frac{F_{du}}{\gamma_k}, \quad (2.14)$$

де  $F_{sw}$  – рівнодійна розрахункових сил підйому, кН, які діють на бічній поверхні палі, її визначають за результатами польових випробувань у набрякливих ґрунтах або з використанням даних таблиці Н.2.2 [7] з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням для сил набрякання ґрунту  $\gamma_f=1,2$ ;

$F_{du}$  – несуча здатність, кН, ділянки палі, розташованої у ненабрякливо-му ґрунті при дії висмикувальних навантажень;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності за 8.5.2.25 [7].

Підйом палі діаметром більше 1 м, що не прорізають набрякливих шарів ґрунту, повинен визначатися як для фундаменту на природній основі відповідно до [5] з урахуванням ваги ґрунту на обрізах розширення.

При проектуванні пальових фундаментів у набрякливих ґрунтах **між поверхнею ґрунту і подошвою ростверка має бути передбачена відстань** не менша ніж максимальне значення підйому ґрунту при його набряканні.

При товщині шару набрякливого ґрунту менше 12 м допускається влаштувати ростверк, що спирається безпосередньо на ґрунт, при дотриманні розрахункової умови (2.14).

## 2.2 Практичні завдання з розрахунку

### 2.2.1 Розрахунок фундаменту мілкового закладання при сейсмічних впливах

На рис. 2.2 показано положення фундаментів у ґрунті. Відповідно до

результатів інженерно-геологічних досліджень під подошвою фундаментів залягають ґрунти ІГЕ №2 та №3. Суглинки тугопластичні ІГЕ №2 виклинюються під подошвами фундаментів потужністю від 0 до 1,2 м, нижче розташовані глини ІГЕ №3.

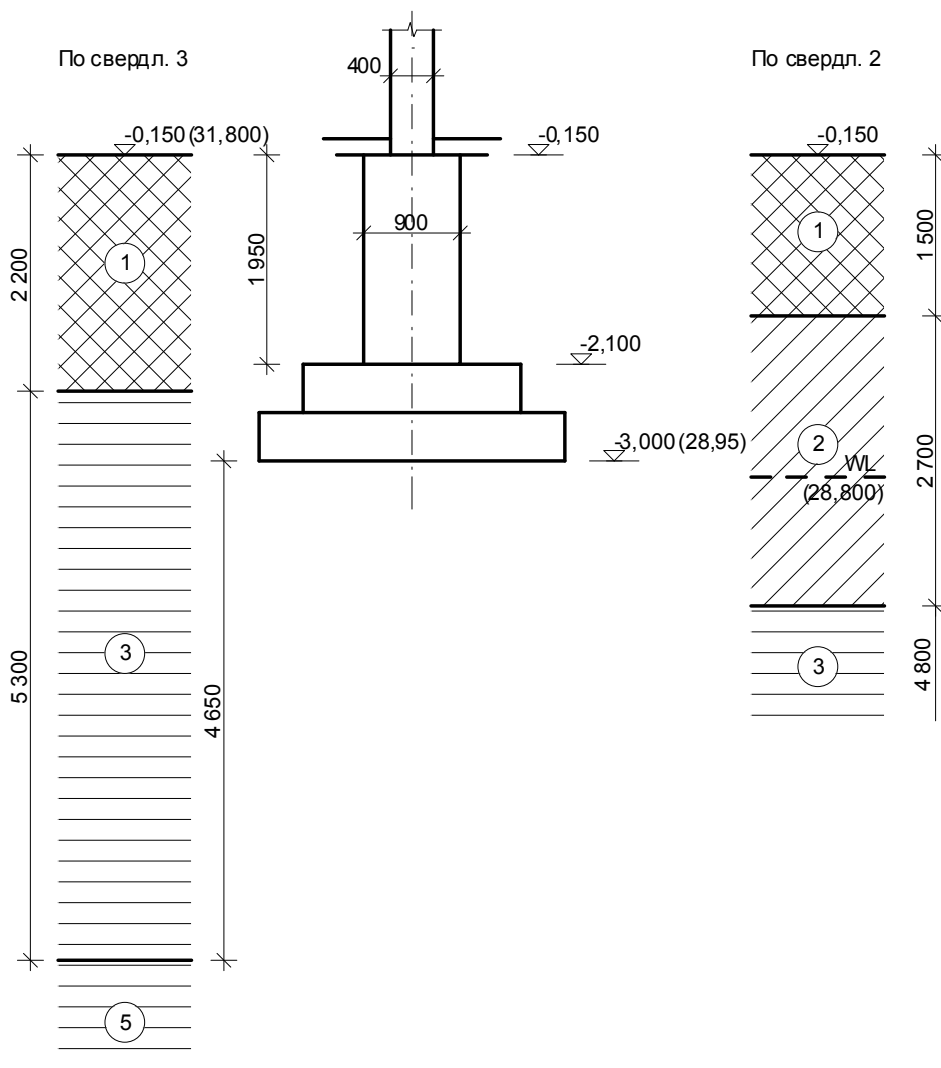


Рисунок 2.2 – Схема конструктивного рішення стовпчастих фундаментів під колони і розміщення їх у ґрунті

Основа фундаментів при аварійному сполученні навантажень, спричиненому сейсмічними впливами, розраховується на міцність окремо від дії вертикальної складової навантаження і від дії горизонтальної складової. При цьому осідання фундаментів не перевіряють.

Розрахунок на дію вертикальної складової навантаження здійснюється за формулою (2.1).

При розрахунках несучої здатності нескальних основ, що зазнають сейсмічних коливань, ординати епюри граничного тиску (див. рис. 2.3) по краях подошви фундаменту визначаються за формулами [6]:

$$\begin{aligned}
 p_0 &= \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \operatorname{tg} \varphi_1; \\
 p_b &= p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3),
 \end{aligned}
 \tag{2.15}$$

де  $\xi_\gamma, \xi_q, \xi_c$  – коефіцієнти форми фундаменту, обчислені за формулами (Ж.4) [5] без урахування ексцентриситету навантаження для стовпчастих фундаментів, а для стрічкових фундаментів рівні одиниці;

$F_1, F_2, F_3$  – коефіцієнти, що визначаються за графіками [6] в залежності від розрахункового значення кута внутрішнього тертя  $\varphi_1$ ;

$\gamma, \gamma_1'$  – розрахункові значення питомої ваги ґрунту відповідно нижче і вище подошви фундаменту;

$d$  – менше значення глибини закладання фундаменту;

$k_{eq}$  – коефіцієнт, що приймається рівним 0,1 при сейсмічності майданчику 6, 7 балів.

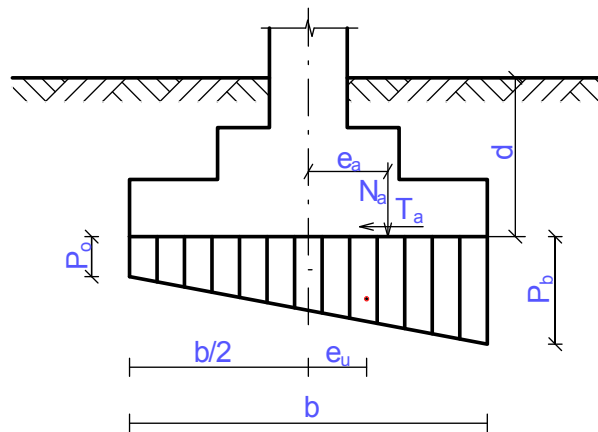


Рисунок 2.3 – Епюра граничного тиску під подошвою фундаменту при сейсмічному впливі

Вертикальна складова сили граничного опору основи при сейсмічних впливах приймається рівною:

$$\begin{aligned}
 \text{при } e_a \leq e_u & \quad N_{u,eq} = 0,5bl(p_0 + p_b); \\
 \text{при } e_a \geq e_u & \quad N_{u,eq} = blp_b / (1 + 6e_a / b),
 \end{aligned}
 \tag{2.16}$$

де  $e_a$  та  $e_u$  – ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску:

$$\begin{aligned}
 e_a &= \frac{M_a}{N_a}; \\
 e_u &= b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0).
 \end{aligned}
 \tag{2.17}$$

Виконаємо перевірку міцності основи від дії вертикальної складової навантаження стовпчастого фундаменту.

Розглянемо два варіанти найбільш несприятливих навантажень на фундамент при сейсмічних впливах:

$$1) N_{\max} = 1699,72 \text{ кН}; M_{y,\text{відп.}} = 4,96 \text{ кНм}; M_{z,\text{відп.}} = 5,41 \text{ кНм};$$

$$Q_y = 2,81 \text{ кН}; Q_z = 2,75 \text{ кН}.$$

$$2) N_{\text{відп.}} = 1431,38 \text{ кН}; M_{y,\max} = 41,23 \text{ кНм}; M_{z,\max} = 44,07 \text{ кНм};$$

$$Q_y = 31,96 \text{ кН}; Q_z = 30,05 \text{ кН}.$$

### Сполучення 1

Вертикальна складова розрахункового граничного навантаження в аварійному сполученні  $N_a = 1699,72 + 668,4 \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 2361,4$  (кН).

При  $\varphi_1 = 19^\circ$  (ІГЕ №2)  $F_1 = 5$ ,  $F_2 = 2$ ,  $F_3 = 9$ . Ординати епюри граничного тиску (див. рис. 2.3) по краях підшви фундаменту:

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \text{tg} \varphi_1 = 2,5 \cdot 5 \cdot 19,0 \cdot 2,85 + 1,3(5 - 1) \cdot 20 / \text{tg} 19^\circ = 978,9 \text{ (кПа)};$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3) = 978,9 + 0,75 \cdot 10,5 \cdot 3,3(2 - 0,1 \cdot 9) = 1007,5 \text{ (кПа)}.$$

Ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску:

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{5,41 + 2,81 \cdot 3,0}{2361,4} = 0,00586 \text{ (м)};$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0) = \frac{3,3(1007,5 - 978,9)}{6(1007,5 + 978,9)} = 0,00792 \text{ (м)}.$$

Оскільки,  $e_u > e_a$

$$N_{u,eq} = 0,5bl(p_0 + p_b) = 0,5 \cdot 3,3^2 \cdot (978,9 + 1007,5) = 10816,0 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності

$$N_a = 2361,4 \text{ кН} \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n = \frac{0,8 \cdot 10816,0}{1,15} = 7524 \text{ (кН)}$$

виконується.

### Сполучення 2

Вертикальна складова розрахункового граничного навантаження в аварійному сполученні  $N_a = 1431,38 + 668,4 \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 2093,1$  (кН).

При  $\varphi_1 = 19^\circ$  (ІГЕ №2)  $F_1 = 5$ ,  $F_2 = 2$ ,  $F_3 = 9$ .

Ординати епюри граничного тиску (рис. 2.3) по краях підшви фундаменту

$$p_0 = \xi_q F_1 \gamma_1' d + \xi_c (F_1 - 1) c_1 / \text{tg} \varphi_1 = 2,5 \cdot 5 \cdot 19,0 \cdot 2,85 + 1,3(5 - 1) \cdot 20 / \text{tg} 19^\circ = 978,9 \text{ (кПа)};$$

$$p_b = p_0 + \xi_\gamma \gamma_1 b (F_2 - k_{eq} F_3) = 978,9 + 0,75 \cdot 10,5 \cdot 3,3(2 - 0,1 \cdot 9) = 1007,5 \text{ (кПа)}.$$

Ексцентриситети розрахункового навантаження і епюри граничного тиску

$$e_a = \frac{M_a}{N_a} = \frac{44,07 + 31,96 \cdot 3,0}{2093,1} = 0,0669 \text{ (м)};$$

$$e_u = b(p_b - p_0) / 6(p_b + p_0) = \frac{3,3(1007,5 - 978,9)}{6(1007,5 + 978,9)} = 0,00792 \text{ (м)}.$$

Оскільки  $e_a > e_u$

$$N_{u,eq} = blp_b / (1 + 6e_a / b) = 3,3^2 \cdot 1007,5 / (1 + 6 \cdot 0,0669 / 3,3) = 9782,0 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності

$$N_a = 2093,1 \text{ кН} \leq \gamma_{c,eq} N_{u,eq} / \gamma_n = \frac{0,8 \cdot 9782,0}{1,15} = 6805 \text{ (кН)}$$

виконується.

Виконаємо перевірку міцності основи на зсув по підшві фундаментів **від дії горизонтальної складової навантаження.**

Розглянемо найбільш несприятливе для зсуву навантаження на фундамент при сейсмічних впливах:

$$N_{\text{відп.}} = 1431,38 \text{ кН}; M_{y,\text{max}} = 41,23 \text{ кНм}; M_{z,\text{max}} = 44,07 \text{ кНм};$$

$$Q_y = 31,96 \text{ кН}; Q_z = 30,05 \text{ кН}.$$

Розрахунок виконуємо за рекомендаціями [5, 6].

Ґрунт засипки (ІГЕ №2) має такі характеристики:

$\varphi_1' = 0,9 \cdot 19^\circ = 17^\circ$ ;  $c_1' = 0,5 \cdot 20 = 10 \text{ (кПа)}$ ,  $\gamma_1' = 0,95 \cdot 20,0 = 19 \text{ (кН/м}^3\text{)}$  з урахуванням виважувальної дії води  $\gamma_{sb} = 10,5 \text{ кН/м}^3$ .

Ґрунт основи (ІГЕ №2) має характеристики:  $\varphi_1 = 19^\circ$ ;  $c_1 = 20 \text{ кПа}$ ,

$\gamma_1 = 20,0 \text{ кН/м}^3$  з урахуванням виважувальної дії води  $\gamma_{sb} = 10,5 \text{ кН/м}^3$ .

При горизонтальній поверхні засипки, вертикальній стіні і відсутності тертя і зчеплення зі стіною коефіцієнт бокового тиску ґрунту:

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi_1 / 2) = \text{tg}^2(45^\circ - \frac{17^\circ}{2}) = 0,5475.$$

$$\lambda_n = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi_1 / 2) = \text{tg}^2(45^\circ + \frac{17^\circ}{2}) = 1,826.$$

$$d_c = 2c_1' \sqrt{\lambda_a} / (\gamma_1' \lambda_a) = 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,5475} / (19 \cdot 0,5475) = 1,42 \text{ (м)}.$$

Рівнодіюча активного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_a = l \cdot 0,5(\gamma_1' d \lambda_a - 2c_1' \sqrt{\lambda_a})(d - d_c) =$$

$$= 3,3 \cdot 0,5 \cdot (19 \cdot 3,0 \cdot 0,5475 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,5475})(3,0 - 1,42) = 42,78 \text{ (кН)}.$$

Рівнодіюча пасивного тиску на фундамент від ґрунту засипки

$$E_n = l \cdot [0,5\gamma_1' d^2 \lambda_n + c_1' d (\lambda_n - 1) / \text{tg} \varphi_1'] =$$

$$= 3,3 \cdot [0,5 \cdot 19 \cdot 3,0^2 \cdot 1,826 + 10 \cdot 3,0(1,826 - 1) / \text{tg} 17^\circ] = 782,7 \text{ (кН)}.$$

Вага фундаменту і ґрунту на його обрізах

$$G = 3,3^2 \cdot 3,0 \cdot 20 \cdot 1,1 \cdot 0,9 = 646,9 \text{ (кН)}.$$

Зсувна сила в рівні підшви фундаменту

$$F_{sa} = Q + E_a = 31,96 + 42,78 = 74,74 \text{ (кН)}.$$

Утримуючу силу визначаємо за формулою

$$F_{sr} = (F_v - U) \text{tg} \varphi_1 + abc_1 + E_n = (1431,38 + 649,6) \text{tg} 19^\circ + 3,3^2 \cdot 20 + 782,7 = 1717,0 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності на зсув по підшві

$$F_{sa} = 74,74 \text{ кН} < \frac{\gamma_{c,eq} F_{sr}}{\gamma_n} = \frac{0,8 \cdot 1717,0}{1,15} = 1194,0 \text{ (кН)}$$

виконується з великим запасом.

## 2.2.2 Розрахунок несучої здатності палі при сейсмічних впливах

Вибір довжини і марки палі.

Глибина закладання ростверків від поверхні природного рельєфу ґрунту 0,0 м. Приймаємо палі С7-30 з зануренням нижнього кінця у тверду глину на 1,5 м. На рис. 2.4 показано положення фундаментів у ґрунті. Основною для палювих фундаментів за даними вишукувань є тверда глина ІГЕ 3.

Визначення допустимого навантаження на палі:

1. Для основного сполучення навантажень

Розрахункове навантаження на палю [7]:

$$N \leq F_d / \gamma_k, \quad (2.18)$$

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.19)$$

де всі значення визначені в [7].

Коефіцієнти умов роботи для забивних палі, згідно з [7]  $\gamma_c = 1$ ;  $\gamma_{cR} = \gamma_{cf} = 1$ . Розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі  $R$  і по бічній поверхні  $f_i$  знаходимо за [7].

$R = 9250$  кПа.

Розрахунок опору по бічній поверхні представлений у таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі

$H_i$ , м	$f_i$ , м	$h_i$ , м	$f_i \cdot h_i$ , кН/м
0,75	4	1,5	6
2,25	5	1,5	7,5
3,75	8	1,5	12,0
5,25	56,5	1,5	84,75

$\Sigma=110,25$

$$F_d = 1(1 \cdot 9250 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot 1,0 \cdot 110,25) = 964,8 \text{ (кН)}.$$

Допустиме навантаження на палю  $964,8/1,4 = 689,1$  (кН).

2. Для аварійного сполучення навантажень.

При визначенні вертикальної складової навантаження на палю [7] додатково враховуються коефіцієнти  $\gamma_{eq1}$ ,  $\gamma_{eq2}$ ,  $\gamma_{eq3}$ .

За табл. Н.7.1 [7] коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі для пілуватоглинистих ґрунтів з показником текучості  $I_L < 0$   $\gamma_{eq1} = 1,0$ ; коефіцієнт умов роботи по боковій поверхні палі для глинистих ґрунтів з показником текучості  $0,75 \leq I_L \leq 1,0$   $\gamma_{eq2} = 0,75$ , з показником текучості  $I_L < 0$   $\gamma_{eq3} = 0,95$ .

Коефіцієнт  $\gamma_{eq3} = 0,9$  (п. Н.7.1 [7]).

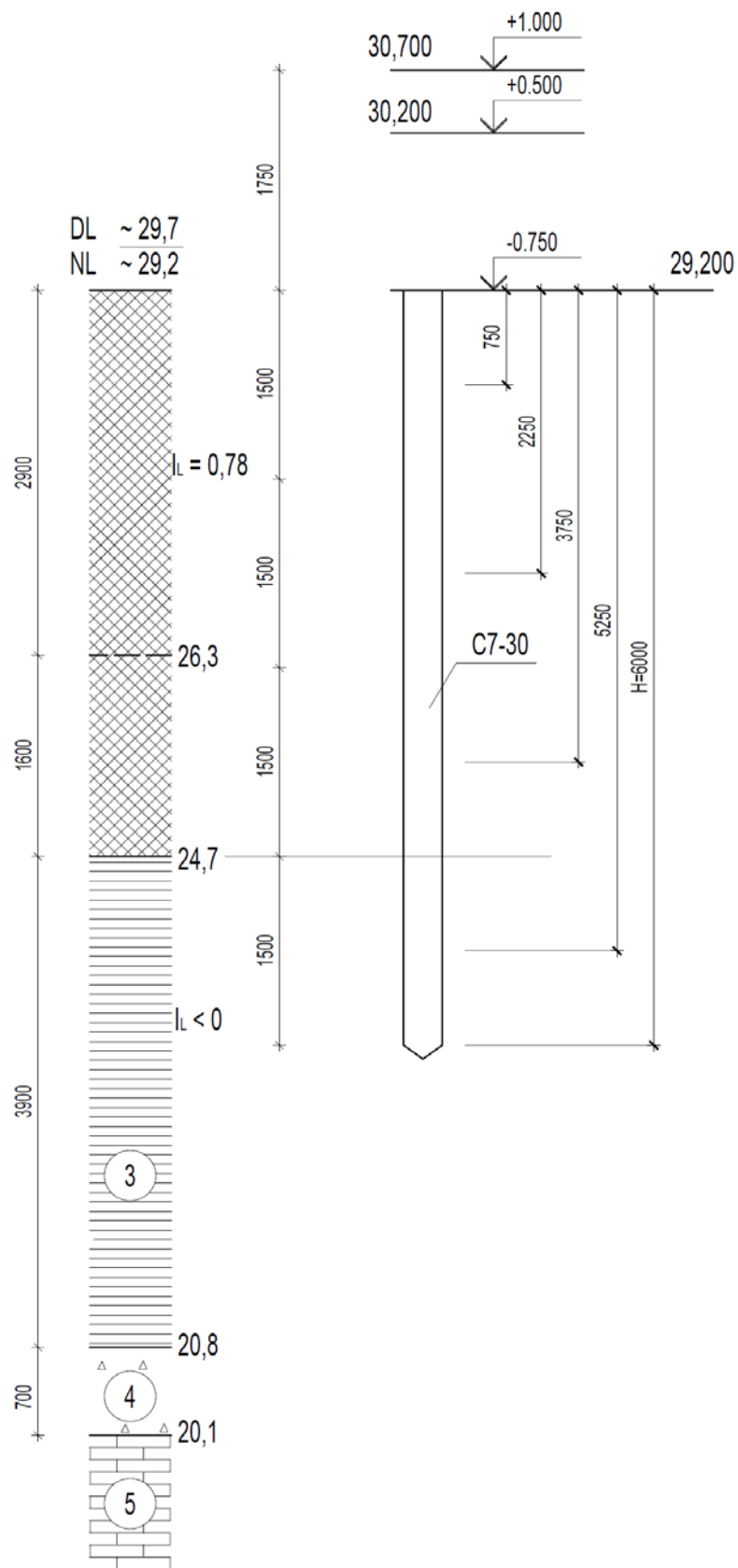


Рисунок 2.4 – Положення паль у ґрунті

Коефіцієнт деформації  $\alpha_c$  при улаштуванні палі з бетону класу C16/20 знаходимо за формулою:



$$\alpha_e = \sqrt[5]{\frac{kb_p}{\gamma_c EI}} = \sqrt[5]{\frac{4500 \cdot 0,95}{3 \cdot 24,5 \cdot 10^6 \cdot 675 \cdot 10^{-6}}} = 0,612 \text{ (м}^{-1}\text{)},$$

при умовній ширині палі  $b_p = 1,5d + 0,5 = 1,5 \cdot 0,3 + 0,5 = 0,95 \text{ (м)}$ ,  
моменті інерції перерізу палі  $I = d^4/12 = 0,3^4/12 = 0,000675 \text{ (м}^4\text{)}$ .

Розрахункова довжина палі, на якій не враховується опір ґрунту по боковій поверхні при сейсмічних впливах:

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_e a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_e} \gamma_1 \text{tg} \varphi_1 + c_1 \right)} \quad (2.20)$$

Приймаємо в першому наближенні максимальне горизонтальне навантаження на одну палю (в напрямку осі у)  $H = 16 \text{ (кН)}$ .

Осереднені значення характеристик міцності ґрунтів ІГЕ №1

$\varphi_{I, \text{сеп}} = 14^\circ$ ;  $c_{I, \text{сеп}} = 13,0 \text{ (кПа)}$ .

$\varphi_1 = 14^\circ - 2^\circ = 12^\circ$  (за п. Н.7.4 [7]), для низького ростверку  $a_1 = 1,2$ :  
 $a_2 = 1,2$ ;  $a_3 = 0$ .

$$h_d = \frac{a_1(H + \alpha_e a_3 M)}{b_p \left( \frac{a_2}{\alpha_e} \gamma_1 \text{tg} \varphi_1 + c_1 \right)} = \frac{1,2 \cdot 32}{0,95 \left( \frac{1,2}{0,612} \cdot 9,2 \cdot \text{tg} 12^\circ + 13 \right)} = 2,4 \text{ (м)} < 3/\alpha_e = 3/0,612 = 4,9 \text{ (м)}.$$

Приймаємо  $h_d = 3,0 \text{ м}$ .

Опір по боковій поверхні палі визначаємо в табличній формі (табл. 2.2).

Таблиця 2.2 – Розрахунок опору по бічній поверхні забивної палі при сейсмічних впливах

$H_i, \text{ м}$	$f_{ib}, \text{ м}$	$h_{ib}, \text{ м}$	$\gamma_{eq2}$	$\gamma_{eq2} f_i \cdot h_{ib}, \text{ кН/м}$
0,75	0	1,5	0,75	0
2,25	0	1,5	0,75	0
3,75	8	1,5	0,75	9
5,25	56,5	1,5	0,95	80,5

$\Sigma = 89,5$

Тоді несуча здатність палі на вдавлюючі навантаження при сейсмічних впливах:

$$F_{eq} = \gamma_c \left( \gamma_{cR} R \cdot A \cdot \gamma_{eq1} \cdot \gamma_{eq3} + u \cdot \sum_{h_d}^l \gamma_{eq2} \gamma_{cf} f_i h_i \right) = 1(1 \cdot 9250 \cdot 0,3^2 \cdot 1,0 \cdot 0,9 +$$

$$+ 1,2 \cdot 89,5) = 749,3 + 107,4 = 856,6 \text{ (кН)}.$$

Допустиме вертикальне навантаження на палю при аварійному сполученні  $N = 856,6/1,4 = 611,9 \text{ (кН)}$ .

### 2.2.3 Врахування просідань від власної ваги ґрунту при розрахунку палі

Визначення несучої здатності палі, положення у ґрунті якої показане на рис. 2.5. Ґрунти ІГЕ 6 та 7 просадкові.

Підрахуємо просідання ґрунту від власної ваги у табличній формі. Результати розрахунку представлені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Розрахунок просідання ґрунту від власної ваги

Глибина від підшови фундаменту, м	$\gamma_{\text{sat}}$ , кН/м <sup>3</sup>	$\sigma_{zg}$ , кПа	$K_{sl,i}$	$\varepsilon_{sl,i}$	$S_{sl,i}$ м
0	17,5	48,1			
2,0	19,2	86,5	1,0	0,0113	0,0226
4,0	19,2	124,9	1,0	0,0155	0,031
6,0	19,3	163,5	1,0	0,0140	0,028
7,4	19,3	190,5	1,0	0,0164	0,023
					0,105

Величина просідання перевищує допустиме значення  $s_u = 10$  см, тому фундамент на природній основі в даних ґрунтових умовах неможливий.

Розрахункове навантаження на палю:

$$N \leq F_d / \gamma_k - \gamma_c P_n, \quad (2.21)$$

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf} f_i h_i), \quad (2.22)$$

$$P_n = u \sum \tau_i h_i, \quad (2.23)$$

де всі значення визначені в [7].

Забивання палі здійснюється у лідерні свердловини глибиною 7,2 м. У межах лідерних свердловин коефіцієнт умов роботи по боковій поверхні палі  $\gamma_{cf} = 0,6$ . Показник текучості просадкових шарів ґрунту ІГЕ № 6, 7 в умовах повного водонасичення  $I_L > 1$ .

Коефіцієнти умов роботи для забивних палі, згідно з [7]

$$\gamma_c = 1, \gamma_{cR} = 1; \quad \gamma_{cf} = 1.$$

За результатами розрахунку несуча здатність палі  $F_d = 1018,12$  кН.

Величину сил негативного тертя визначаємо до глибини, де просідання від власної ваги не перевищує 5 см. Згідно з табл. 2.3 ця глибина складає 4 м від підшови ростверку.

Для першого від підшови шару товщиною 2,0 м:

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 = 0,7 \cdot 67,3 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ + 5 = 22,1 \text{ (кПа)}.$$

Для другого шару товщиною 2,0 м:

$$\tau_i = \zeta \sigma_{zg} \operatorname{tg} \varphi_1 + c_1 = 0,7 \cdot 105,7 \cdot \operatorname{tg} 20^\circ + 5 = 31,9 \text{ (кПа)}.$$

Сила негативного тертя:

$$P_n = u \sum \tau_i h_i = 1,2(22,1 \cdot 2,0 + 31,9 \cdot 2,0) = 129,6 \text{ (кН)}.$$

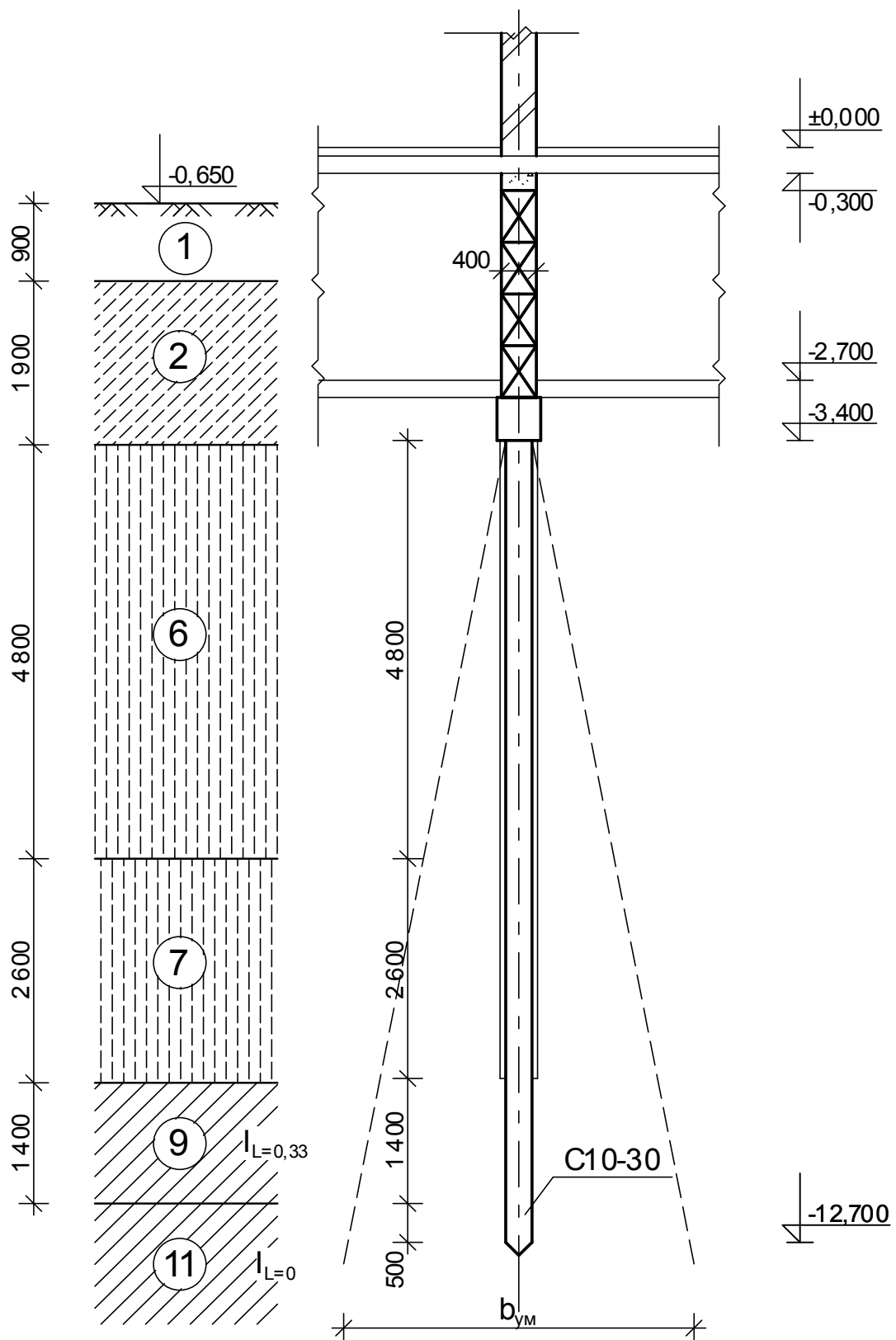


Рисунок 2.5 – Положення забивних висячих паль у ґрунті і їх розрахункова схема

Допустиме навантаження на палю:

$$N = F_d / \gamma_k - \gamma_c P_n = \frac{1018,12}{1,4} - 0,4 \cdot 129,6 = 727,2 - 51,8 = 675,4 \text{ (кН)}.$$

## 2.2.4 Розрахунок паль на набрякливому ґрунті

Потрібно визначити необхідну глибину занурення залізобетонної забивної палі перерізом 30×30 см в ненабрякливий ґрунт, при якій відсутній її підйом у випадку замочування набрякливого ґрунту. Навантаження на палю при експлуатації:  $N_e = 250$  кН;  $N_m = 380$  кН. Глибина закладання підошви ростверку  $d_p = 1,2$  м. Положення палі у ґрунті показано на рис. 2.6. Набряклива глина ІГЕ №2 має показник текучості  $I_L = 0,1$ . Для занурення палі у набрякливому ґрунті необхідна лідерна свердловина.

Підйом пального фундаменту буде практично виключений за дотримання умови (2.14).

Силу підйому при замочуванні набрякливого ґрунту визначаємо як силу тертя по боковій поверхні палі з урахуванням коефіцієнту надійності  $\gamma_f = 1,2$  і без урахування зниження тертя за рахунок наявності лідерної свердловини

$$F_{sw} = \gamma_f u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i = 1,2 \cdot 1,2 \cdot (1,0 \cdot 42 \cdot 1,5 + 1,0 \cdot 50 \cdot 1,5 + 1,0 \cdot 56 \cdot 1,5) = 319,7 \text{ (кН)}.$$

Потрібна несуча здатність на висмикування виходячи з формули (2.14):

$$F_{du} = (F_{sw} - N_e) \gamma_k = (319,7 - 250) \cdot 1,4 = 97,6 \text{ (кН)}.$$

Визначимо несучу здатність на висмикування при зануренні палі у ненабрякливий ґрунт на глибину 2 м (див. рис. 2.6). Коефіцієнт умов роботи палі на висмикування при зануренні в ґрунт на глибину менше ніж 4 м (п. Н.2.5 [7])  $\gamma_c = 0,6$ .

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i = 0,6 \cdot 1,2 \cdot 1,0 \cdot 43 \cdot 2,0 = 61,9 \text{ (кН)} < 97,6 \text{ кН}.$$

Отже занурення палі у ненабрякливий ґрунт на глибину 2 м недостатнє. Збільшуємо глибину занурення до 4 м (рис. 2.6). Коефіцієнт умов роботи палі на висмикування при зануренні в ґрунт на глибину 4 м (п. Н.2.5 [7])  $\gamma_c = 0,8$ .

Тоді несуча здатність на висмикування

$$F_{du} = \gamma_c u \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i = 0,8 \cdot 1,2 \cdot (1,0 \cdot 43 \cdot 2,0 + 1,0 \cdot 44,7 \cdot 2,0) = 168,4 \text{ (кН)} > 97,6 \text{ кН}.$$

Несуча здатність на висмикування достатня.

Перевіримо, чи достатня в цьому випадку несуча здатність палі на вдавлювання.

При визначенні несучої здатності на вдавлювання враховуємо коефіцієнти умов роботи по боковій поверхні палі в межах набрякливого ґрунту  $\gamma_c = 0,5$  (п. 8.5.5.27 [7]) і коефіцієнт умов роботи за рахунок наявності лідерної свердловини  $\gamma_{cf} = 0,6$  (табл. Н.2.3 [7]).

За формулою (2.19)

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{cR} R \cdot A + U \sum \gamma_{cf,i} f_i h_i) = 1,0 \cdot [1,0 \cdot 3500 \cdot 0,3^2 + 1,2 \cdot (0,5 \cdot 0,6 \cdot 42 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 50 \cdot 1,5 + 0,5 \cdot 0,6 \cdot 56 \cdot 1,5 + 1,0 \cdot 43 \cdot 2,0 + 1,0 \cdot 44,7 \cdot 2,0)] = 605,4 \text{ (кН)}.$$

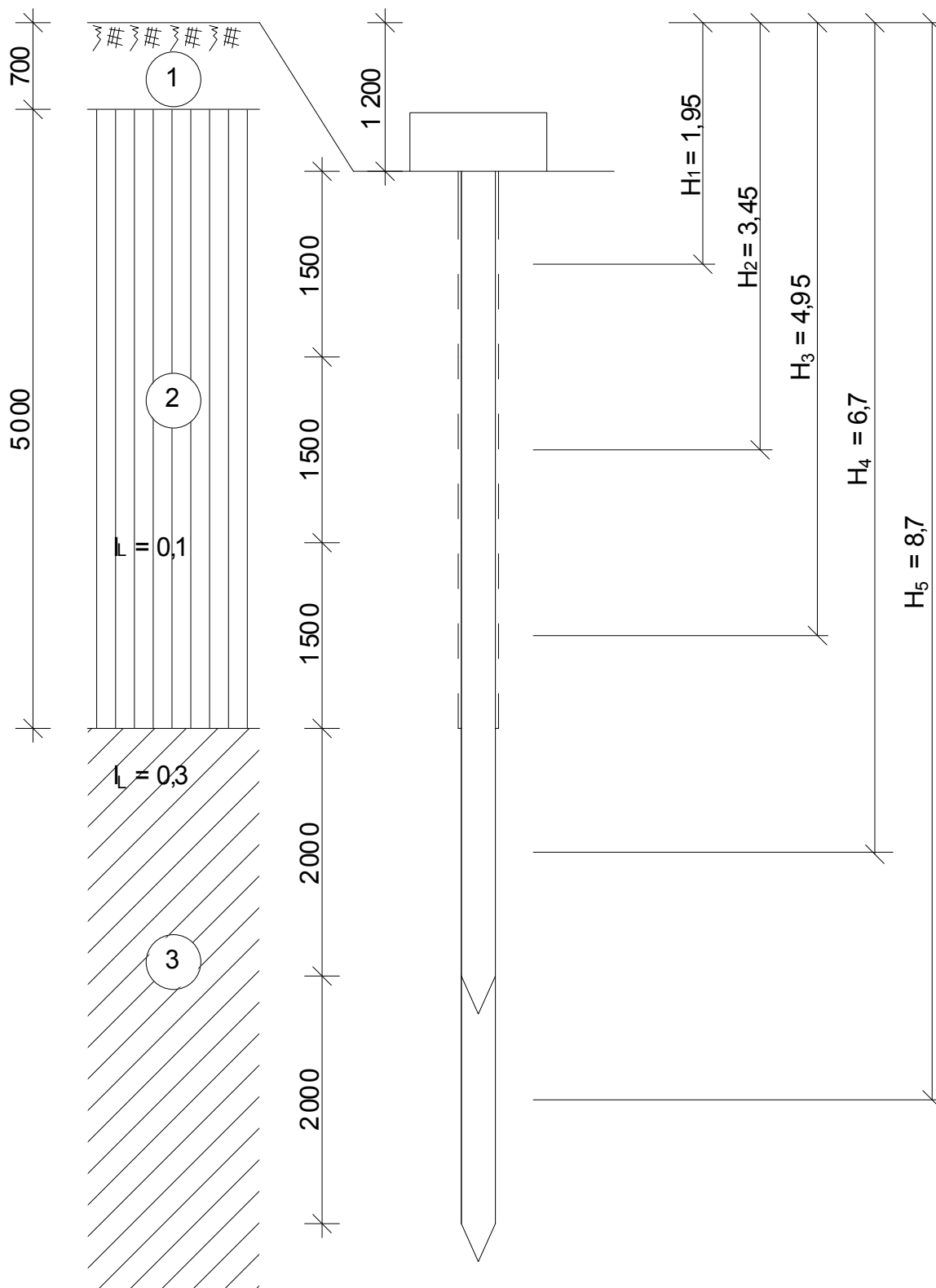


Рисунок 2.6 – Положення палі у ґрунті при прорізанні набрякливого ґрунту ІГЕ №2

Допустиме навантаження на палю за формулою (2.18)

$$N \leq F_d / \gamma_k = 605,4 / 1,4 = 432,4(\text{кН}) > N_m = 380 \text{ кН.}$$

Отже, для заданих ґрунтових умов паля перерізом 30×30 см повинна мати робочу довжину 4,5+4,0 = 8,5 (м). З урахуванням жорсткого защемлення у ростверку потрібна марка палі С9-30.

### Питання для самоконтролю

1. Вплив динамічних діянь на ґрунти [2, 3, 9].
2. Особливості влаштування фундаментів в сейсмічних районах [5, 6].
3. Розрахунок фундаментів мілкового закладання при сейсмічних впливах [5, 6].
4. Розрахунок пальових фундаментів при сейсмічних впливах [7].
5. Основні види структурно-нестійких ґрунтів. Принципи будівництва на них [2 – 6].
6. Особливості проектування фундаментів на мулистих і заторфованих ґрунтах [2, 3, 6].
7. Типи ґрунтових умов за просадковістю. Можливі варіанти розташування зони просідання [5, 6, 18].
8. Визначення просідання ґрунтів (від навантаження фундаменту і від власної ваги) [5, 6].
9. Проектування основ, складених просадковими ґрунтами [2 – 6, 18].
10. Методи влаштування фундаментів на просадкових ґрунтах різних типів за просадковістю. Водозахисні і конструктивні заходи [6].
11. Проектування фундаментів на набрякливих ґрунтах [2 – 6].
12. Чи можливо влаштовувати палі, що не прорізають набрякливий ґрунт повністю? Які умови при цьому мають бути виконані [7]?
13. Які фактори заважають підйому пальового фундаменту у набрякливому ґрунті [7].
14. Як визначити несучу здатність палі, що прорізає набрякливий ґрунт [7]?

### 3 ФУНДАМЕНТИ У ВИТРАМБУВАНИХ КОТЛОВАНАХ

Питання, які виносяться на СРС:

1. Розрахунок подовжених фундаментів у витрамбованих котлованах (ФВК).
2. Визначення осідань ФВК.

#### 3.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

##### Розрахунок подовжених фундаментів у витрамбованих котлованах (ФВК)

У результаті витрамбовування навколо котлована утворюється ущільнена зона, в межах якої підвищена щільність ґрунту, модуль деформації, характеристики міцності, а також повністю ліквідуються просадкові властивості.

Форма зон ущільнення залежить від виду фундаменту за глибиною закладання. Вони бувають мілкого закладання (при  $\frac{d_p}{b_m} \leq 1,5$ ) і подовжені (при

$\frac{d_p}{b_m} > 1,5$ ). Для подовженого ФВК з розширеною основою на рис. 3.1 наведена розрахункова схема ( $b_m$  – ширина або діаметр витрамбованого котловану у середньому по глибині перерізу) [6].

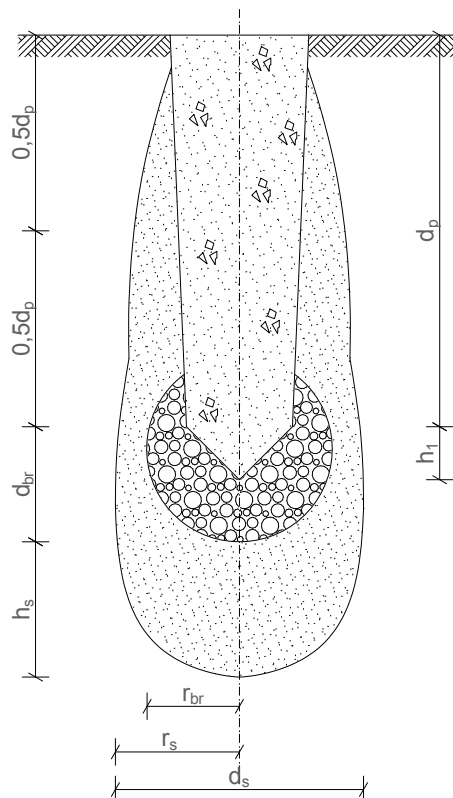


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема подовженого ФВК з розширеною основою

При втрамбовуванні жорсткого матеріалу в дно котловану трамбівкою з загостреним нижнім кінцем створюється розширення, яке має форму кулі радіусом  $r_{br}$  або еліпсоїду обертання з півосями  $h_{br}$  та  $r_{br}$ . Форма розширення приймається:

– у вигляді кулі ( $h_{br} = r_{br}$ ) для випадків, коли нижче дна витрамбованого котловану залягають піщані ґрунти з  $\rho_d \geq 1600 \text{ кг/м}^3$  або пилувато-глинисті ґрунти з  $\rho_d \geq 1600 \text{ кг/м}^3$  і ступенем вологості  $S_r < 0,7$ , а також  $\rho_d \geq 1700 \text{ кг/м}^3$  і  $S_r > 0,7$ ;

– у вигляді еліпсоїду обертання зі співвідношенням півосей  $h_{br}/r_{br}=1,4$  при заляганні нижче дна витрамбованого котловану піщаних ґрунтів з  $\rho_d < 1500 \text{ кг/м}^3$  або пилувато-глинистих ґрунтів з  $\rho_d < 1600 \text{ кг/м}^3$  і ступенем вологості  $S_r < 0,7$ , а також  $1500 < \rho_d < 1700 \text{ кг/м}^3$  і  $S_r \geq 0,7$ ;

– у вигляді еліпсоїду обертання зі співвідношенням півосей  $h_{br}/r_{br} = 1,8$  для глинистого ґрунту основи з  $\rho_d < 1500 \text{ кг/м}^3$  і  $S_r > 0,7$ .

Радіус розширення  $r_{br} = k_{br} \sqrt[3]{V_{br}}$ ,

де  $k_{br}$  – коефіцієнт, що враховує форму розширення і при розташуванні центра розширення на відстані  $0,5h_l$  від основи загостреної частини фундаменту (рис. 3.1) приймається рівним: для кулі –  $k_{br} = 0,62$ ; для еліпсоїда з  $h_{br}/r_{br} = 1,4$  –  $k_{br} = 0,55$ ; для еліпсоїда з  $h_{br}/r_{br}=1,8$  –  $k_{br} = 0,51$ ;

$V_{br}$  – об'єм втрамбованого у дно жорсткого матеріалу,  $\text{м}^3$ .

Максимальний діаметр розширення приймається не більше подвоєного діаметру нижнього перерізу трамбівки.

Товщина ущільненої зони ґрунту нижче розширення визначається за формулою:  $h_s = r_s - r_{br}$ .

Радіус ущільненої зони:

$$r_s = 0,95 r_{br} \sqrt[3]{\frac{\rho_{d,s}}{\rho_{d,s} - \rho_d}} = r_{br} \eta_\rho, \quad (3.1)$$

де  $\rho_d$  і  $\rho_{d,s}$  – відповідно середні значення щільностей сухого ґрунту природної неперушеної структури і ущільненого ґрунту, для ущільненого ґрунту при  $S_r = 0,9$

$$\rho_{ds} = 0,5 \left[ \rho_d + \frac{S_r \rho_s \rho_w}{S_r \rho_w + w \rho_s} \right];$$

$\eta_\rho$  – коефіцієнт, що приймається за табл. 87 [6].

Подовжені ФВК розглядаються як пальові фундаменти. Несуча здатність такого фундаменту на вертикальне навантаження визначається в умовах повного водонасичення як найменше з значень несучої здатності:

- жорсткого матеріалу, втрамбованого у дно котловану;
- ущільненого ґрунту в межах ущільненої зони;
- ґрунту природної структури під ущільненою зоною.

Несуча здатність фундаменту за міцністю жорсткого матеріалу (щебеню)



$$F_{f1} = \gamma_c F_{cr} A, \quad (3.2)$$

де  $\gamma_c = 1$  – коефіцієнт умов роботи;

$F_{cr}$  – переметр жорсткого матеріалу, що приймається рівним: для жорсткого бетону, щебеня, гравія 10000 кПа, для крупного піску 5000 кПа;

$A$  – площа нижнього перерізу фундаменту, м<sup>2</sup>.

Несуча здатність фундаменту за міцністю ущільненого ґрунту:

$$F_{f2} = [R_s A_{br} + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)], \quad (3.3)$$

де  $R_s$  та  $f_w$  визначають за таблицями 88 та 89 [6];

$A_{br}$  – площа поперечного перерізу розширеної основи в місці найбільшого розширення;

$d_p$  – довжина фундаменту;

$u_m$  – периметр поперечного перерізу фундаменту в його середній частині;

$\gamma_{c1} = 0,8$  – коефіцієнт умов роботи;

$i$  – ухил бокових стінок фундаменту в долях одиниці, при  $i \geq 0,025$  слід приймати  $i = 0,025$ :

$E$  – модуль деформації верхнього шару ґрунту, що залягає в межах нахиленої частини фундаменту, який визначається за результатами компресійних випробувань зразків ґрунту природної структури у водонасиченому стані в інтервалі тисків від нуля до величини початкового просадкового тиску;

$\gamma_{c2} = 0,5$  – коефіцієнт умов роботи;

$\xi_r$  – коефіцієнт, що приймається рівним 0,8.

Несуча здатність фундаменту за міцністю підстильного ґрунту:

$$F_{f3} = \gamma_c [\gamma_g' R A_s + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)], \quad (3.4)$$

де коефіцієнти умов роботи  $\gamma_c = 1$  і  $\gamma_g' = 1,6$  (табл. 90 [6]);

$R$  – розрахунковий опір підстильного шару, який визначається за загальною формулою [7] для непросадкових ґрунтів, а для просадкових виходячи з відсутності просідань від навантаження фундаменту. При цьому на значення початкового просадкового тиску вводиться підвищуючий коефіцієнт  $k$ , що приймається рівним  $k = 1,2$  при визначенні  $p_{sl}$  штамповими випробуваннями та  $k = 1,5$  при визначенні  $p_{sl}$  компресійними випробуваннями;

$A_s$  – площа поперечного перерізу ущільненої зони в місці її найбільшого розміру.

З урахуванням коефіцієнту надійності допустиме навантаження на фундамент при визначенні несучої здатності розрахунком

$$N = \frac{F_{f \min}}{1,4}. \quad (3.5)$$

## Визначення осідань ФВК

Осідання стовпчастих та стрічкових переривчастих фундаментів у ви-трамбуваних котлованах визначаються за схемою двохшарової основи, що складається з ущільненого шару ґрунту товщиною  $h_s = 1,5b_m$  і підстильного просадкового шару ґрунту. Розрахунок стрічкових переривчастих фундаментів виконується з урахуванням впливу двох сусідніх фундаментів (по одному з кожного боку).

Осідання ФВК з розширеною основою визначається без врахування стиснення жорсткого матеріалу, втрамбованого у дно котловану. Розміри фундаменту приймаються рівними розмірам поперечного перерізу розширеної основи з жорсткого матеріалу в місці його найбільшого розширення. Глибина закладання фундаменту приймається на рівні низу розширеної частини.

## 3.2 Практичні завдання з розрахунку

### 3.2.1 Розрахунок заглибленого ФВК

Визначити розміри ФВК глибокого закладання з розширенням основи під цегляну стіну при відмітці планування  $-0,700$  м; відмітці підлоги підвалу  $-2,900$  м. Навантаження на стіну  $N_m = 450$  кН/п.м). Характеристики просадкового ґрунту основи наведені у табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Характеристики просадкового ґрунту основи

Вид ґрунту	Глибина, м	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$w_L$	$w_p$	$\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	$w$	$E_{sat}$ , МПа	$p_{sl}$ , кПа	$\varepsilon_{sl}$ при $p_i$ , кПа		
									100	200	300
Суглинок лесоподібний, твердий	1,5	26,8	0,22	0,14	16,2	0,12	8	80	0,014	0,038	0,062
	2,5	26,8	0,22	0,14	16,1	0,12	8	80	0,012	0,028	0,042
	3,5	26,8	0,22	0,14	16,3	0,12	8	115	0,007	0,020	0,035
	4,5	26,8	0,22	0,14	16,2	0,12	8	140	0,006	0,014	0,017
	5,5	26,7	0,23	0,13	16,4	0,13	8	150	0,007	0,013	0,019
	6,5	26,8	0,23	0,12	16,6	0,13	9	150	0,007	0,013	0,020
	7,5	26,8	0,23	0,12	16,7	0,13	9	160	0,005	0,014	0,022
	8,5	26,8	0,26	0,18	16,8	0,15	9	170	0,005	0,012	0,018

Для фундаментів з розширенням основи мінімальна глибина трамбівки приймається  $d_{p,min} \geq 2b_m$  (позначення див. на рис. 3.1, 3.2). Маса трамбівки повинна забезпечувати тиск по підшві не менше 50 кПа [6].

Мінімальна відстань між сусідніми фундаментами з розширеною основою приймається не більше  $3b_m$ .

Приймаємо в першому наближенні розміри ФВК за рис. 3.2 з радіусом описаного кола по середньому перерізу  $r_m = 0,4$  м. Тоді площа фундаменту по низу при  $r_l = 0,35$  м



Оскільки  $S_r = 0,38 < 0,7$  та  $\gamma_d = 14,5 \text{ кН/м}^3 < 16 \text{ кН/м}^3$ , то згідно з п. 3.133 [6], форма розширення – еліпсоїд обертання зі співвідношенням півосей  $h_{br}/r_{br} = 1,4$ . Тоді коефіцієнт, що враховує форму розширення  $k_{br} = 0,55$ .

Приймаємо об'єм утрамбованого щебеня  $V_{cr} = 2,0 \text{ м}^3$ . Тоді розміри розширення

$$r_{br} = k_{br} \sqrt[3]{V_{br}} = 0,55 \cdot \sqrt[3]{2,0} = 0,693 \text{ (м)} < d_l = 0,7 \text{ м};$$

$$h_{br} = 1,4r_{br} = 1,4 \cdot 0,693 = 0,97 \text{ (м)};$$

$$A_{br} = \pi r_{br}^2 = 3,14 \cdot 0,693^2 = 1,508 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Визначаємо характеристики ущільненої зони ґрунту (рис. 3.2)

$$\rho_{ds} = 0,5 \left[ \rho_d + \frac{S_r \rho_s \rho_w}{S_r \rho_w + w \rho_s} \right] = 0,5 \left[ 1,45 + \frac{0,9 \cdot 2,68 \cdot 1,0}{0,9 \cdot 1,0 + 0,12 \cdot 2,68} \right] = 1,71 \text{ (г/см}^3\text{)};$$

$$r_s = 0,95 r_{br} \sqrt[3]{\frac{\rho_{d,s}}{\rho_{d,s} - \rho_d}} = r_{br} \eta_\rho = 0,693 \cdot 1,8 = 1,25 \text{ (м)}; \text{ при } \eta_\rho = 1,8 \text{ (табл. 87 [6])};$$

$$h_s = r_s - r_{br} = 1,25 - 0,693 = 0,55 \text{ (м)}.$$

$$A_s = \pi r_s^2 = 3,14 \cdot 1,25^2 = 4,9 \text{ (м}^2\text{)}.$$

Визначаємо за формулою (3.2) несучу здатність фундаменту за міцністю жорсткого матеріалу (щебеню)

$$F_{f1} = \gamma_c F_{cr} A_l = 1 \cdot 10000 \cdot 0,318 = 3180 \text{ (кН)}.$$

Визначаємо за формулою (3.3) несучу здатність фундаменту за міцністю ущільненого ґрунту, попередньо визначивши показник текучості ґрунту ущільненої зони з урахуванням зволоження у процесі трамбування (п. 3.137 [6]).

$$\text{В основі розширення } I_L = \frac{1,2w_p - w_p}{w_L - w_p} = \frac{1,2 \cdot 0,12 - 0,12}{0,23 - 0,12} = 0,22. \text{ За табл. 88 [6]}$$

при  $H=5,84 \text{ м}$        $R = 4000 \text{ кПа}$ .

$$\text{По боковій поверхні трамбівки } I_L = \frac{1,2w_p - w_p}{w_L - w_p} = \frac{1,2 \cdot 0,14 - 0,14}{0,22 - 0,14} = 0,34. \text{ За}$$

табл. 89 [6] при глибині  $d_b + d_p/2 = 3,45 \text{ (м)}$        $f_w = 31 \text{ кПа}$ .

$$u_m = 6r_m = 6 \cdot 0,4 = 2,4 \text{ (м)}.$$

$$\text{Оскільки ухил граней трамбівки } i = \frac{0,45 - 0,35}{2,5} = 0,04 > 0,025 \text{ приймаємо}$$

$i = 0,025$ .

Переходимо від значення штампового модуля деформації до компресійного за допомогою табл. 22 [6]

$$E_k = E/m_k = 8/3 = 2,67 \text{ (МПа)}.$$

$$F_{f2} = [R_s A_{br} + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)] = 4000 \cdot 1,508 +$$

$$+ 2,5 \cdot 2,4 \cdot (31 \cdot 0,8 + 0,025 \cdot 2670 \cdot 0,5 \cdot 0,8) = 6032 + 309 = 6341 \text{ (кН)}.$$

Визначаємо за формулою (3.4) несучу здатність фундаменту за міцністю підстильного ґрунту. Оскільки підстильний ґрунт є просадковим, то його розрахунковий опір визначаємо з умови неприпустимості просідань. Початковий просадковий тиск ґрунту на глибині  $5,84+0,55 = 6,39$ (м)  $p_{sl} = 150$  кПа (табл. 3.1).

За табл. 90 [6]  $\gamma_g = 1,2$  (при  $d_p = 2,5$  м).

$$F_{f3} = \gamma_c [\gamma_g' R A_s + d_p u_m (f_w \gamma_{c1} + i E \gamma_{c2} \xi_r)] = 1 \cdot [1,2 \cdot 1,5 \cdot 150 \cdot 4,9 + 309] = 1632 \text{ (кН)}.$$

З урахуванням коефіцієнту надійності допустиме навантаження на фундамент при визначенні несучої здатності розрахунком

$$N = \frac{F_{f \min}}{1,4} = \frac{1632}{1,4} = 1166 \text{ (кН)} > N_v = 1107 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність фундаменту забезпечена при кроці 2,4 м.

### Питання для самоконтролю

1. Фундаменти в витрамбованих котлованах. Область застосування, технологія улаштування [6].
2. Розрахункові схеми ФВК, зони ущільнення [6].
3. Розрахунок ФВК (мілкового закладання і подовжених) [6].
4. Як враховується наявність підстильного шару з просадковими властивостями при визначенні несучої здатності [6]?
5. Як розрахувати осідання ФВК (мілкового закладання і подовжених) [6].

## 4 РЕКОНСТРУКЦІЯ ФУНДАМЕНТІВ І ПІДСИЛЕННЯ ОСНОВ

*Питання, які виносяться на СРС:*

1. Влаштування фундаментів поблизу існуючих споруд.
2. Проектування підсилення фундаментів.

### 4.1 Стислий виклад теми та методичні вказівки до її вивчення

#### Влаштування фундаментів поблизу існуючих споруд

Досвід будівництва і експлуатації будівель і споруд у стиснених умовах міської або промислової забудови показує, що існуючі будівлі одержують осідання, яке прийнято називати додатковим. Додаткове осідання (іноді тріщини, нахили і перекоси) сильніше проявляються в тій частині існуючої будівлі, яка перебуває поблизу нової, і виникає з трьох головних причин:

- від будівельно-технологічних впливів на основу існуючої будівлі;
- від зміни напруженого стану основи існуючої будівлі при завантаженні масиву ґрунту новою будівлею;
- від впливу технологічного устаткування, розміщеного в новій будівлі, на основи сусідніх будівель.

Додаткове осідання від будівельно-технологічних впливів спричинюється такими найбільш розповсюдженими факторами:

- вібрації ґрунту при зануренні паль та шпунта;
- відкопування будівельного котловану глибше підшови існуючих фундаментів;
- проморожування і відтавання ґрунту під фундаментами при зимньому проведенні котлованних робіт;
- пливунне розрідження ґрунту під фундаментами при відкритому відкачуванні підземної води, що поступає у котлован;
- відхилення шпунтових стін котловану;
- пониження рівня підземних вод.

Оскільки врахувати розрахунком вплив від перелічених причин важко, тому слід прагнути, щоб вони не виникали.

Додаткове осідання від зміни напруженого стану основи існуючої будівлі при завантаженні масиву ґрунту новою будівлею.

Як відомо, напружена (або деформована) зона в основі виходить за межі фундаменту, у результаті чого утворюється вирва осідання (рис. 4.1, а). Взаємний вплив близько розташованих фундаментів проявляється в тому, що формується загальна вирва осідання (рис. 4.1, б, в).

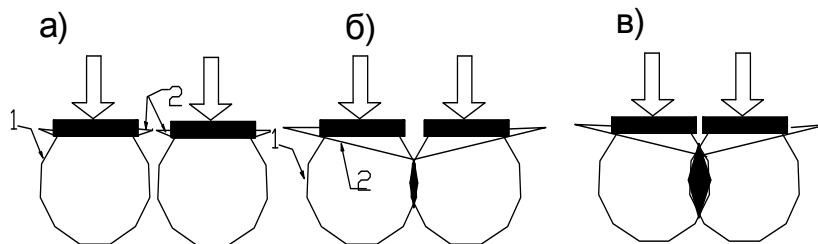


Рисунок 4.1 – Взаємний вплив двох фундаментів:

- а - напружені зони не перекриваються; б, в – зони напруг перекриваються;  
1 – зона напруг; 2 - вирва осідання

Характер деформацій (осідань і кренів) при взаємному впливі фундаментів залежить від умов навантаження цих фундаментів, тобто від часу прикладення навантаження. Так, якщо завантаження основ двох фундаментів відбувається одночасно, то й будівлі отримують нахил у напрямку одна до одної. Коли фундаменти зводяться і навантажуються послідовно, то будівля, що споруджується в другу чергу (за інших рівних умов), отримає величину осідання меншу, ніж коли б вони будувалися одночасно; при цьому крен будівель і першої і другої черги виявляється спрямованим в одну сторону.

Поверхня ґрунту безпосередньо біля краю підшови жорсткого фундаменту дає осідання, близьке до осідання самого фундаменту (рис. 4.2, а), і з віддаленням від краю підшови воно інтенсивно зменшується. Ширина вир-

ви осідання поблизу будівлі, як показують спостереження, залежно від виду ґрунту, його стисливості і типу фундаменту становить  $(0,8-1,0)$  його ширини  $b$  для стовпчастого і  $(1,2 - 1,5) b$  для стрічкового.

У випадку, коли поряд з існуючою будівлею будується нова, „важча” за першу, то вирва осідання від нової будівлі призводить до додаткового осідання  $S_{ad}$  і деформації поряд існуючої будівлі (рис. 4.2, б) і інженерних комунікацій, що перебувають у межах зазначеної вирви. На відстані  $0,5b$  від краю фундаменту глибина вирви осідання може становити  $(25 - 40)\%$  величини осідання самого фундаменту.

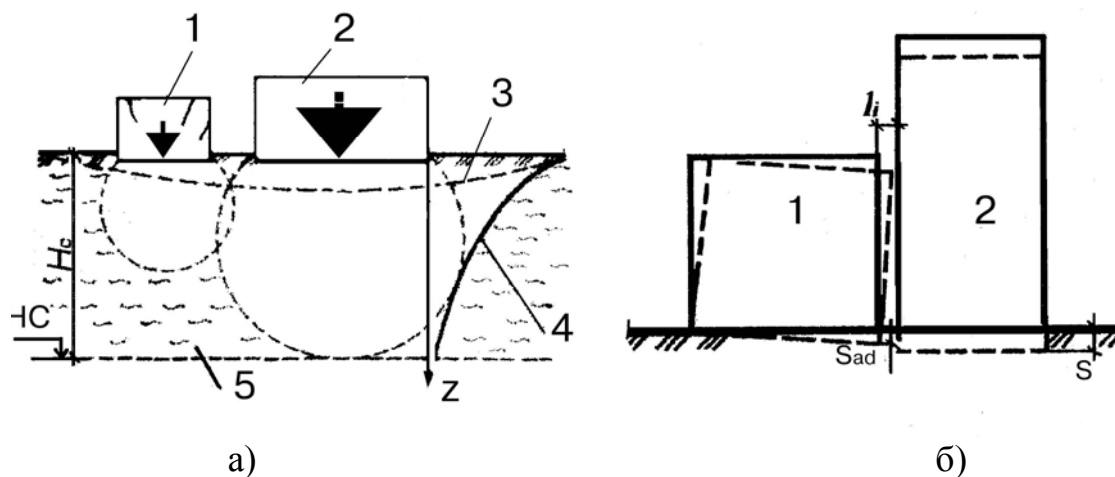


Рисунок 4.2 – Осідання поверхні ґрунту (а) і характер деформації різновантажених будівель (б), розташованих поблизу одна від одної:

- 1 – існуюча будівля; 2 – новозбудована; 3 – вирва осідання;
- 4 – епюра осідання поверхні ґрунту; 5 – стислива товща.

Утворення вирви осідання в існуючій будівлі може бути викликане однією з причин: навантаженням складованим матеріалом або підсипанням ґрунту при планувальних роботах.

Додаткове навантаження від нової будівлі, побудованої поряд з будівлею на палях, може спричинити виникнення негативного тертя, що діє на існуючі палі.

У тих випадках, коли неможливо забезпечити розрив між суміжними фундаментами, рівний  $1,5b$  для стовпчастого фундаменту і  $2,0b$  – для стрічкового необхідно застосовувати спеціальні заходи: влаштування огорож з розділовою стінкою і застосування фундаментів з консолями.

Огороження слабкої основи існуючої будівлі (рис. 4.3, а) уздовж сторони, з якої починається будівництво нової, виконують зі шпунта, буронабивних і буроін'єкційних паль і способом "стіна в ґрунті". У вертикальному розрізі огорожа повинна прорізати стисливу товщу в слабкому ґрунті і входити в щільні шари для того, щоб переміщення огорожі було набагато меншим від величини осідання споруджуваної будівлі.

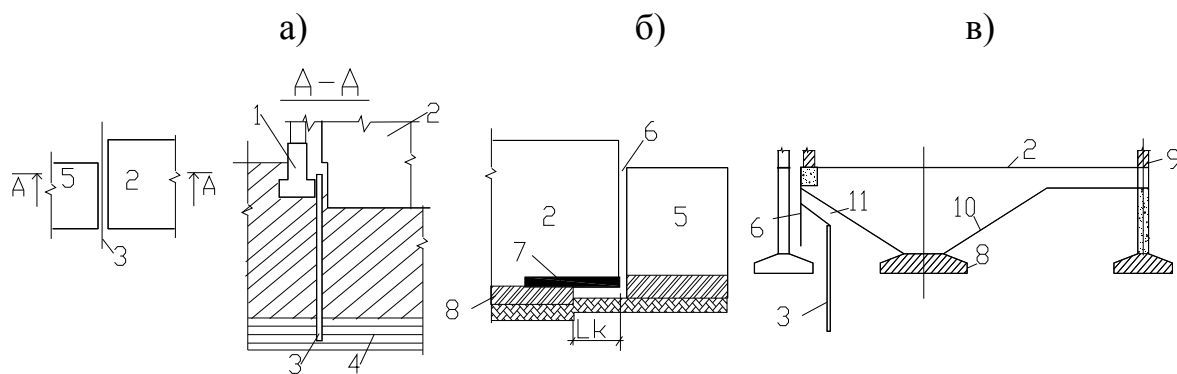


Рисунок 4.3 – Конструктивні заходи щодо виключення взаємного впливу поряд розташованих будівель на їхні деформації: а – захисне огородження; б – фундаменти з консоллю при поздовжніх несучих стінах або плиті; в – при поперечних несучих стінах; 1 – існуючий фундамент; 2 – проєктований будинок; 3 – захисне огородження; 4 – щільний ґрунт; 5 – існуючий будинок; 6 – осадовий шов; 7 – консоль; 8 – проєктований фундамент; 9 – несуча стіна; 10 – монолітна частина стіни фундаменту з консоллю; 11 – зазор.

Суть використання фундаментів з консолями (рис. 4.3, б, в) полягає в наступному: фундамент нової будівлі не доводять до його торця; торцева частина будівлі спирається на консоль, виліт якої  $l_k$  визначається з розрахунку; консоль найчастіше виконується у вигляді плити.

Вибір захисного заходу залежить від конкретних умов зведення нової будівлі поблизу існуючої.

### Розрахунок і проектування підсилення фундаментів і основ

Розрахунок і проектування підсилення фундаментів мілко закладання повинні виконуватися відповідно до вимог [5, 19].

При збільшенні площі підшви фундаментів необхідно враховувати зростання глибини активної зони основ фундаментів і різні деформаційні й міцнісні характеристики ґрунтів під підшвою існуючих фундаментів і під розширеннями. Тиск під підшвою фундаменту, що підсилюється, визначається відповідно до додатка Д [19].

#### *Визначення тиску під підшвою підсилюваного фундаменту (за додатком Д [19])*

Розрахунок тисків під підшвою підсилюваного фундаменту необхідно робити для кожної стадії провадження робіт.

Розрахунок тисків передбачає:

а) визначення тиску під підшвою існуючого фундаменту в період підсилення від експлуатаційних навантажень і власної ваги фундаменту, при цьому слід дотримуватися умов:



$$\left. \begin{aligned} P_0 &\leq R_t; \\ P_{x \max} &\leq 1,2 R_t; \\ P_{y \max} &\leq 1,2 R_t; \\ P_{xy \max} &\leq 1,5 R_t, \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

де  $R_t$  – розрахунковий опір ґрунту основи існуючого фундаменту з урахуванням тривалої його експлуатації, й риття котловану при його підсиленні, кПа;

$P_0$  – середній тиск під подошвою існуючого фундаменту, кПа;

$P_{x \max}, P_{y \max}$  – максимальні крайові тиски при дії згинальних моментів уздовж осей  $x$  та  $y$  відповідно, кПа;

$P_{xy \max}$  – максимальний тиск у кутовій точці позацентрово навантаженого фундаменту, кПа;

б) визначення тиску під подошвою підсиленого фундаменту від додаткових навантажень, що прикладаються до фундаменту. При цьому слід враховувати співвідношення  $\bar{E}_t$  модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту:

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_{0t} - 1) \cdot \frac{E_t^{\max}}{E_0}}{\bar{R}_{0t} - \bar{P}_0}, \quad (4.2)$$

$$\text{де } \bar{R}_{0t} = \frac{R_{0t}}{R_0}.$$

$\bar{P}_0$  і  $E_t^{\max}$  – визначаються відповідно за формулами (4.9) і (4.14) (додаток Е [19]), а визначення  $R_0, R_{0t}, \bar{P}_0$  и  $E_t^{\max}$  див. нижче.

Напруження під подошвою фундаменту від додаткового вертикального навантаження  $N_{\text{доп}}$ , кН (тс), дорівнює

$$\left. \begin{aligned} P_{1\text{сеп}} &= \frac{N_{\text{доп}}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}}; \\ P_{2\text{сеп}} &= \frac{N_{\text{доп}}}{A_1 \cdot \bar{E}_t + A_2}, \end{aligned} \right\} \quad (4.3)$$

де  $A_1$  – площа подошви наявної частини фундаменту, м<sup>2</sup>;

$A_2$  – площа подошви нової частини фундаменту, м<sup>2</sup>;

$P_{1\text{сеп}}$  – середній тиск під існуючим фундаментом, кПа;

$P_{2\text{сеп}}$  – те саме під новою частиною підсиленого фундаменту, кПа.

Напруження під подошвою фундаменту від додаткових згинальних моментів  $M_{доод}$ , кН·м, уздовж кожної осі фундаменту дорівнюють:

$$\left. \begin{aligned} P_{11} &= \pm \frac{M_{доод}}{W_1 + \frac{W_2}{E_t}}; \\ P_{12} &= \pm \frac{M_{доод}}{W_1 \cdot E_t + W_2}; \\ P_2 &= P_{12} \cdot \frac{l_2}{l_1}, \end{aligned} \right\} \quad (4.4)$$

де  $P_{11}$  – тиск під подошвою старого фундаменту на межі з новою його частиною, кПа;

$P_{12}$  – тиск під подошвою нової частини фундаменту на межі зі старим фундаментом, кПа;

$P_2$  – крайовий тиск під подошвою підсиленого фундаменту, кПа;

$$\left. \begin{aligned} W_1 &= \frac{b_1 \cdot l_1^2}{6} \\ W_2 &= \frac{1}{6l_1} \cdot (b_2 \cdot l_2^3 - b_1 \cdot l_1^3); \end{aligned} \right\} \quad (4.5)$$

де  $l_1, b_1$  – розміри існуючого фундаменту уздовж і поперек осі дії згинального моменту, м;

$l_2, b_2$  – те саме для підсиленого фундаменту, м;

в) перевірку виконання обмежень тисків біля країв подошви фундаменту від дії на нього сумарних навантажень після підсилення.

Для стовпчастих фундаментів, розширюваних в одному і двох напрямках, обмеження контактних тисків наведені на рис. 4.4, а і 4.4, б.

г) перевірку обмежень для середніх тисків під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення:

$$\left. \begin{aligned} \sum P_{1сер} &\leq R_t; \\ \sum P_{2сер} &\leq R_0; \end{aligned} \right\} \quad (4.6)$$

д) обмеження мінімальних крайових тисків, що приймаються в залежності від призначення фундаменту за п. 2.207 [6].

Для стрічкових фундаментів обмеження тисків під подошвою наведені на рис. 4.5.

*Визначення розрахункового опору ґрунту при підсиленні*

Розрахунковий опір ґрунту  $R_t$ , кПа, під подошвою існуючого фундаменту з урахуванням ущільнення тиском від фундаменту повинен визначатися

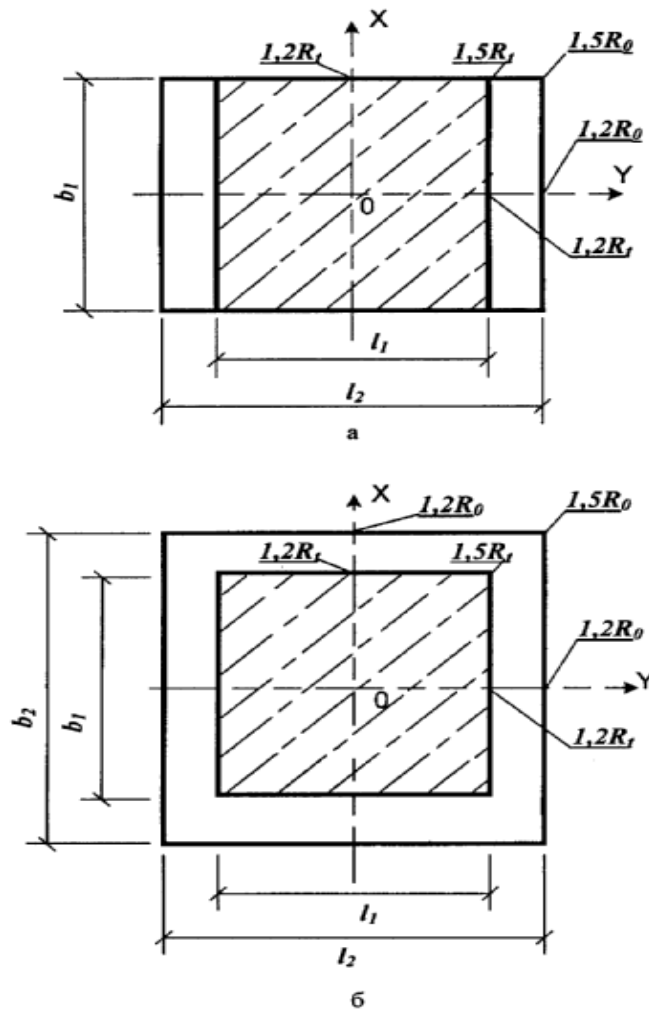


Рисунок 4.4 – Обмеження контактних тисків для стовпчастих фундаментів

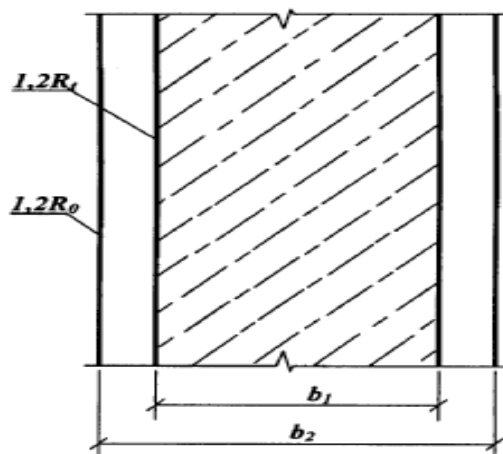


Рисунок 4.5 – Обмеження тисків під подошвою стрічкових фундаментів

за фактичними показниками  $c_{II}$ ,  $\varphi_{II}$ ,  $\gamma_{II}$  несучого шару на глибині до 0,5 м під подошвою фундаменту відповідно до додатка Е [19].

Для попередніх розрахунків допускається визначати  $R_t$  за формулою:

$$R_t = R_o m K_s, \quad (4.7)$$

де  $R_o$  – розрахунковий опір природного (неущільненого) ґрунту, прийнятий за [5] як для нового будівництва, кПа;

$m$  – коефіцієнт, що враховує зміну фізико-механічних властивостей ґрунту за період експлуатації будинку (споруди), прийнятий у залежності від ступеня обтиснення ґрунту  $P_o/R_o$ . При  $P_o/R_o > 0,8$   $m=1,3$ ; при  $P_o/R_o = 0,7 - 0,8$   $m=1,15$ ; при  $P_o/R_o < 0,7$ ,  $m=1,0$ ;

$P_o$  – тиск під подошвою існуючого фундаменту, кПа;

$K_s$  – коефіцієнт, що характеризує зміну стисливості ґрунту і приймається за таблицею 4.1 у залежності від ступеня реалізації граничного осідання фундаменту (відношення розрахункового осідання  $S_k$  при тиску, рівному розрахунковому, до гранично допустимого осідання  $S_u$ ).

Таблиця 4.1 – Залежність коефіцієнта  $K_s$ , від ступеня реалізації граничного осідання фундаменту

Ґрунт	Значення коефіцієнта $K_s$ при $S_k/S_u$ рівному	
	0,2	0,7
Піски: крупні і середньої крупності	1,4	1,0
дрібні	1,2	1,0
пилуваті	1,1	1,0
пилувато-глинисті:		
$I_L \leq 0$	1,2	1,0
$I_L \leq 0,5$ (при терміні експлуатації більше 15 років)	1,1	1,0
Примітка. Для проміжних значень $K_s$ приймають шляхом інтерполяції.		

Для пилувато-глинистих ґрунтів з показником текучості  $I_L \geq 0,5$  і терміном експлуатації менше 15 років і для будинків на ґрунтах різних видів у випадку, якщо розрахункове осідання при тиску, рівному допустимому, перевищує 70% граничного осідання, навантаження допускається збільшувати тільки в межах значень величини  $R_o$ .

Якщо в існуючому будинку є тріщини і ознаки нерівномірних деформацій, навантаження на основу під існуючими фундаментами не допускається приймати більше  $R_o$ .

При виконанні перевірних розрахунків тисків на ґрунт під подошвою підсиленого позацентрово навантаженого стовпчастого фундаменту будинків з мостовими кранами вантажопідйомністю 75 т і вище, труб, доменних печей та інших споруд баштового типу, а також фундаментів відкритих кранових естакад із кранами вантажопідйомністю 15 т і вище при розрахунковому опорі ґрунту основи не вище 0,15 МПа епюра тисків

на ґрунт під подошвою фундаменту повинна мати трапеціїдну форму з відношенням крайових тисків  $P_{min} / P_{max} \geq 0,25$ .

Розрахунок додаткових фундаментів (що розвантажують основні) роблять з урахуванням глибини їх закладання та взаємного впливу з існуючими фундаментами. За необхідності заглиблення нового фундаменту нижче глибини закладання існуючого слід дотримуватися умови (Г.2) [5].

При проектуванні підсилення основ і фундаментів необхідно визначати розрахунком величини прогнозованих осідань з урахуванням зміни розмірів фундаментів у плані і по глибині, зміни навантажень на них, глибини активної зони тощо. При цьому необхідно визначати можливу нерівномірність осідань.

*Визначення розрахункового опору ґрунту тривало навантаженої основи (за додатком Е [19])*

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи  $R_t$ , кПа, визначається за формулою:

$$R_t = R_0 + (R_{ot} - R_0) \frac{E_t^{\max}}{E_0}, \quad (4.8)$$

де  $R_0$  – розрахунковий опір ґрунту основи, кПа, за [5] при значеннях кута внутрішнього тертя  $\varphi_{II} = \varphi_0$ , град. і питомого зчеплення  $c_{II} = c_0$ , кПа, що відповідають ненавантаженої основи;

$E_0$  – модуль деформації ґрунту ненавантаженої основи, МПа;

$E_t^{\max}$  – максимальний модуль деформації ґрунту тривало навантаженої основи, МПа, при середньому тиску під подошвою  $P_0$ , кПа;

$R_{ot}$  – розрахунковий опір ґрунту основи за [5] при характеристиках міцності ґрунту  $\varphi_{II} = \varphi_t$  і  $c_{II} = c_t$ , що відповідають тривало навантаженої основи, кПа.

Розрахункові міцнісні і деформаційні характеристики ґрунту тривало навантаженої основи залежать від виду ґрунту, тривалості навантаження  $t$  (років) і інтенсивності середнього тиску  $\bar{P}_0$

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0}. \quad (4.9)$$

Кут внутрішнього тертя ґрунту  $\varphi_t$ , град.

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}), \quad (4.10)$$

де  $\bar{P}$  – ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma}; \quad (4.11)$$

$\bar{P}_\gamma$  – інтенсивність вертикального побутового тиску ґрунту на рівні підосви фундаменту

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0}; \quad (4.12)$$

питоме зчеплення ґрунту  $c_t$ , кПа (тс/м<sup>2</sup>)

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) \quad (4.13)$$

максимальний модуль деформації ґрунту  $E_t^{\max}$ , МПа

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}), \quad (4.14)$$

де  $d$  – глибина закладання підосви фундаменту, м;

$\gamma'_{11}$  – розрахункове значення питомої ваги ґрунту, що залягає вище підосви фундаменту, кН/м<sup>3</sup>;

$P_\phi, P_c, P_E$  – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\phi = \alpha_\phi \left(1 - \frac{\phi_0}{45^\circ}\right); \quad (4.15)$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) \quad (4.16)$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) \quad (4.17)$$

де:  $e$  – коефіцієнт пористості;

$I_l$  – показник текучості для глинистих ґрунтів, а для піщаних –  $I_l = 0$ ;

$\alpha_\phi, \alpha_c, \alpha_E$  – коефіцієнти, прийняті за табл. 4.2.

Таблиця 4.2 - Значення коефіцієнтів  $\alpha_\phi, \alpha_c, \alpha_E$

Коефіцієнт	Найменування ґрунтів				
	Піски		Пилувато-глинисті		
	крупні, середні	дрібні, пилуваті	супіски	суглинки	глини
$\alpha_\phi$	0,070	0,090	0,055	0,040	0,035
$\alpha_c$	0,250	0,350	0,110	0,070	0,040
$\alpha_E$	0,200	0,300	0,100	0,060	0,035

**Розрахунок і проектування паль і їх основ** при підсиленні фундаментів необхідно виконувати відповідно до вимог [7, 20]. При цьому палі підсилення повинні передавати на основу додаткову частину зовнішнього навантаження, а також запобігати і забезпечувати стабілізацію подальших осідань фундаментів і деформацій наземних конструкцій. Виключення з роботи по ґрунту існуючих фундаментних конструкцій допускається тільки при встановленні їх повної технічної непридатності.

Для підсилення фундаментів слід застосовувати вертикальні палі. Похилі палі допускається використовувати лише за неможливості влаштування вертикальних паль або за наявності горизонтальних навантажень на фундамент.

Несучу спроможність похилої палі за матеріалом ствола та ґрунтом визначають розрахунком на одночасну дію поздовжньої і горизонтальної сил, що одержують від розкладання вертикального навантаження на палю вздовж і поперек її осі, а також згинального моменту при жорсткому закладанні палі у фундамент.

Крім того, стовбур похилої палі перевіряють розрахунком на згинання від впливу тиску ґрунту, що передається від підшви існуючого фундаменту.

Розрахункову несучу спроможність по ґрунту палі, що вдавлюється  $P$ , кН, у непросадних ґрунтах допускається визначати за формулою:

$$P = \frac{N_{\text{вд}}}{K_n} \cdot K_{\text{зр}} \quad (4.18)$$

де:  $N_{\text{вд}}$  – зусилля вдавнення палі наприкінці занурення, кН;

$K_n$  – коефіцієнт надійності, прийнятий рівним 1,2;

$K_{\text{зр}}$  – коефіцієнт, що враховує зміну несучої спроможності палі в часі, який визначається у залежності від ґрунтів основи, за таблицею 4.3.

Таблиця 4.3 – Значення коефіцієнта  $K_{\text{зр}}$

Ґрунт, у який заглиблені нижні кінці паль	Ґрунт, що прорізується палями	Значення коефіцієнта $K_{\text{зр}}$
Піски крупні, середньої крупності і дрібні	Піски крупні, середньої крупності, дрібні	0,9
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l \leq 0,2$ .	0,95
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $0,2 < I_l \leq 0,5$	1,1
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l > 0,5$	1,2
Пилувато-глинисті ґрунти	Піски і пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l \leq 0,2$ .	1,0
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $0,2 \leq I_l \leq 0,5$ .	1,15
	Пилувато-глинисті ґрунти при показнику консистенції $I_l > 0,5$ .	1,25

Величина  $N_{\text{вд}}$  у формулі (4.18) призначається проектувальником у межах її максимально можливого значення, обмеженого реактивним навантаженням, що допускається на упорні елементи, вантажопідйомністю домкратів (гідроциліндрів), що застосовуються для вдавлювання, і несучою спроможністю палі по матеріалу.

У всіх випадках прийнята в проекті несуча спроможність паль повинна бути підтверджена статичними випробуваннями дослідних паль відповідно до ДСТУ Б В.2.1-1.

Розрахунок і проектування упорних елементів, що передають навантаження на палі від несучих конструкцій будинку, що підсилюється, виконується відповідно до вимог відповідних норм в залежності від використаного матеріалу (метал, залізобетон).

Буроін'єкційні палі, що підсилюють фундаменти [20], об'єднуються ростверками. Допускається не виконувати ростверки, якщо палі безпосередньо жорстко чи гнучко зв'язані з існуючим фундаментом або використовуються як армуючий елемент основи.

**Для випадку підсилення фундаментів мілкового закладання буроін'єкційними палями із жорстким об'єднанням їх з існуючим фундаментом повинна виконуватись умова**

$$\sum N^{\text{II}} \leq N_1^{\text{II}} + \frac{N_2^{\text{I}}}{\gamma_{\text{f-mt}}}, \quad (4.19)$$

де  $\sum N^{\text{II}}$  – сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні подошви підсиленого фундаменту, кН.

При простій конструктивній схемі, відсутності сусідніх будівель і споруд та для недеформованих будівель (при збільшенні навантажень на фундаменти у випадку реконструкції) допускається визначати  $\sum N^{\text{II}}$ , як остаточно, за формулою:

$$\sum N^{\text{II}} = N_0^{\text{II}} + G_{\text{f}}^{\text{II}} + G_{\text{r}}^{\text{II}} + G_{\text{s}}^{\text{II}}, \quad (4.20)$$

де  $N_0^{\text{II}}$  – розрахункове вертикальне навантаження від надземних конструкцій будівлі на верхньому уступі фундаменту, кН, з урахуванням реконструкції, що проводиться;

$G_{\text{f}}^{\text{II}}$  – вага існуючого фундаменту, кН;

$G_{\text{r}}^{\text{II}}$  – вага ростверка або інших елементів підсилення, кН;

$G_{\text{s}}^{\text{II}}$  – вага ґрунту на уступах фундаменту і ростверка, підлоги та (або) вимощення в цих межах і можливих постійних чи тривалих тимчасових навантажень, кН.

Примітка. Значення,  $G_{\text{f}}^{\text{II}}$ ,  $G_{\text{r}}^{\text{II}}$ ,  $G_{\text{s}}^{\text{II}}$  визначають для другої групи граничних станів без урахування виважувальної дії підземних вод, рівень яких розташований чи прогнозується вище, ніж рівень подошви фундаменту.

$N_1^{\text{II}}$  – розрахункове навантаження для другої групи граничних станів, кН, яке передається на існуючий фундамент після підсилення, визначається з урахуванням безпечного тиску на просідаючу основу за формулою:

$$N_1^{\text{II}} = p_{\text{sl}} \cdot A, \quad (4.21)$$



де  $p_{sl}$  – мінімальна величина початкового тиску просідання, кПа, лесового ґрунту, який залягає на глибину  $h = b$  нижче подошви фундаменту.

Для непросідаючої основи

$$N_1^{II} = \sigma_{mt} \cdot A, \quad (4.22)$$

де  $\sigma_{mt}$  – середня напруга, кПа, на подошві фундаменту при виконанні умови  $\sigma_{mt} \leq R$ . Розрахунковий опір непросідаючого ґрунту визначається за формулою норм. Якщо фундамент спирається на ґрунтову подушку, то допустимість значення  $\sigma_{mt}$  повинна контролюватись на її нижній межі умовою  $R_z = p_{sl}$ ;

$A$  – площа подошви фундаменту,  $m^2$ , при її ширині  $b$ ,  $m$ ;

$N_2^I$  – розрахункове навантаження для першої групи граничних станів, кН, яке передається на буроін'єкційні палі підсилення, визначається за формулою:

$$N_2^I = n \cdot F_{d.sat} / \gamma_k, \quad (4.23)$$

де  $n$  – кількість буроін'єкційних паль підсилення для фундаменту, який підлягає розрахунку;

$F_{d.sat}$  – розрахункова несуча здатність палі по ґрунту з урахуванням його можливого замочування, кН;

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, який приймається в залежності від способу визначення  $F_{d.sat}$ :

1,2 – при статичному випробуванні паль із замочуванням лесової основи;

1,3 – за результатами статичних випробувань паль у ґрунтах природної вологості з урахуванням можливого замочування в подальшому;

1,4 – за даними інших методів, якщо їх вірогідність підтверджена перевіркою в регіональних умовах.

Середнє значення коефіцієнту надійності за навантаженням  $Y_{f.mt}$  визначається за формулою:

$$\gamma_{f.mt} = \frac{\sum N^I}{\sum N^{II}}, \quad (4.24)$$

де  $\sum N^I$ ,  $\sum N^{II}$  – сумарні розрахункові вертикальні навантаження відповідно для першої та другої груп граничних станів на рівні подошви фундаменту, які визначаються відповідно за формулами (4.20) та (4.25):

$$\sum N^I = N_0^I + G_f^I + G_r^I + G_s^I, \quad (4.25)$$

де значення навантажень визначаються для першої групи граничних станів аналогічно з формулою (4.20).

При позацентровому навантаженні фундаменту мілкового закладання, підсиленого буроін'єкційними палями, повинна також виконуватись умова  $\sigma_{mt} \leq p_{sl}$  а у формулу (4.22) необхідно вводити значення  $\sigma_{mt} \leq 1,2R$ .

Для будь-яких ґрунтових умов повинна також виконуватись умова  $\sigma_{min} > 0$ .

Для випадку підсилення пальових фундаментів буроін'єкційними палями з жорстким їх об'єднанням повинна виконуватись умова

$$\sum N^i \leq N_1^i + N_2^i, \quad (4.26)$$

де  $\sum N^i$  – сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на підсилений пальовий фундамент на рівні підшви ростверку, кН, яке визначається за формулою (4.25);

$N_1^i$  – розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів, що передається на існуючий пальовий фундамент, кН, яке визначається з урахуванням фактичної роботи паль сумісно з надфундаментними конструкціями за результатами просторового розрахунку у одному з програмних комплексів або за формулою:

$$N_1^i = \beta \cdot n_1 F_{d.sat.1} / \gamma_k, \quad (4.27)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, що враховує фактичні умови роботи фундаменту, який приймається рівним  $\beta = 0,8 - 1,0$ ;

$n_1$  – кількість паль в існуючому фундаменті;

$F_{d.sat.1}$  – несуча здатність забивних, набивних або інших типів паль по ґрунту основи, влаштованих раніше, кН, яка встановлюється для водонасиченого стану ґрунтів основи за рекомендаціями [7];

$\gamma_k$  – коефіцієнт надійності, який приймається за рекомендаціями [7];

$N_2^i$  – розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів, яке передається на буроін'єкційні палі підсилення, кН, визначається за формулою (4.23).

**Розрахунок пальових ростверків**, жорстко зв'язаних з існуючим фундаментом, слід виконувати у відповідності із вказівками [7, 21 - 23].

Навантаження, які діють на підшві ростверку, слід розглядати як зосереджені від окремих паль (приводяться до центру ваги їх перерізів) і розподілені по підшві від тиску ґрунтової основи (після підсилення).

Для пальових ростверків, які не зв'язані з існуючими фундаментами і поєднують відокремлені похилі буроін'єкційні палі (рис. 4.6), зовнішнім навантаженням є надмірний тиск по глибині основи, який діє крізь ґрунт безпосередньо на палі.

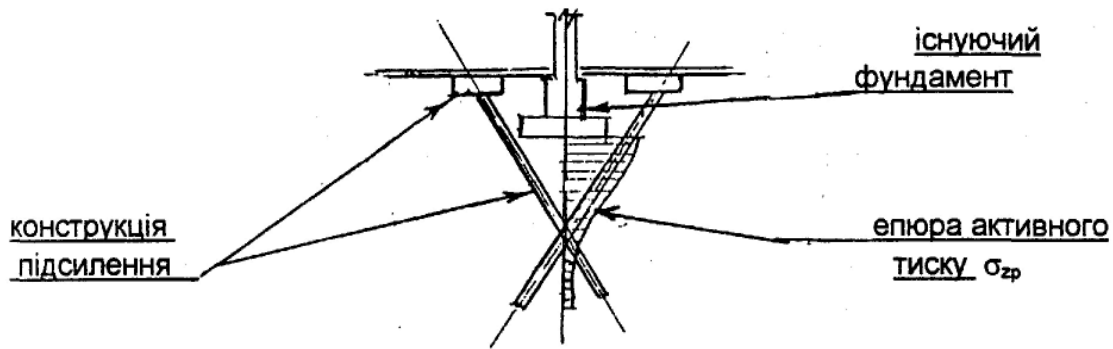


Рисунок 4.6 – Розрахункова схема підсилення

Визначення зусиль в палях допускається виконувати за спрощеною методикою, як для стрижня, шарнірно зв'язаного з ростверком і працюючого в пружному ґрунтовому середовищі, від дії активного тиску  $\sigma_{zp}$ , обчисленого за навантаженням  $N_1^i$ , з урахуванням коефіцієнту постелі оточуючого ґрунту  $C_z$  (додаток Б [19]).

Для відокремлених похилих буроін'єкційних паль деформації ґрунтової основи необхідно визначати за ДБН В.2.1-10-2009 з урахуванням його армування похилими палями, приймаючи потужність стиснутої товщі в границях від підшви фундаменту до точки умовного перетину паль.

Параметри похилих паль та їх положення в ґрунті повинні гарантувати величини деформації, які не перевищують граничні, що встановлені [5].

**В розрахунку за деформаціями основи повинна виконуватись умова**

$$S_0 + S \leq S_u, \quad (4.28)$$

де  $S_0$  – фактичне осідання, см, яке відбулося на момент підсилення, включаючи і деформації просідання. Встановлюється за розрахунками, наведеними в [5], відповідними первісному проектуванню будівлі, і перевіряється за даними геодезичних наглядів (фіксація деформованого стану), зміненої щільності ґрунту під фундаментом в процесі експлуатації будівлі до моменту підсилення;

$S$  – додаткове осідання умовного пального фундаменту, см, яке дозволяє залучити буроін'єкційні палі в роботу;

$S_u$  – граничне осідання основи підсилюваної будівлі, см, яка встановлюється за таблицею додатку [5].

Додатково до абсолютних деформацій повинна бути перевірена допустимість нерівномірних деформацій за умовою

$$i_0 + i \leq i_u \quad (4.29)$$

де  $i_0$  – нерівномірна відносна деформація окремих фундаментів або їх ділянок підсилюваної будівлі на момент її підсилення, яка встановлюється

за геодезичними замірами різниці осідань відповідних фундаментів або їх ділянок;

$i$  – додаткові нерівномірні відносні деформації тих самих фундаментів, що погіршують їх роботу;

$i_u$  – гранична відносна деформація основи будівлі для даного типу будівлі, що встановлюється як допустима відносна різниця осідань за таблицею додатку [5].

Для інших типів паль (буронабивних, буроопускних або вдавлених), які можуть застосовуватись при підсиленні разом з буроін'єкційними, розрахунки пальових фундаментів за несучою здатністю основи повинні виконуватись з урахуванням вказівок [7] та вимог [20]. Розрахунки основ таких пальових фундаментів за деформаціями виконуються аналогічно фундаментам з буроін'єкційних паль.

*Удосконалення врахування роботи існуючого фундаменту мілкого закладання у складі новоствореного пальового*

Застосовуючи палі для підсилення, потрібно перш за все вирішити питання про те, яка частка навантаження буде сприйматись існуючим фундаментом в якості ростверку і яка буде передаватися на палі. Чинні норми [5, 20] рекомендують передавати на палі додаткову частину зовнішнього навантаження, але при цьому не враховується характер сумісної роботи паль з існуючим фундаментом, який залежить від численної кількості факторів.

На кафедрі ПЦБ ВНТУ Блащук Н. В. та Маєвська І. В. запропонували методику розрахунку паль підсилення стрічкового фундаменту з урахуванням довжини і кроку паль, розмірів існуючого стрічкового фундаменту, виду паль і виду ґрунту [26].

Згідно з цією методикою пропонується така послідовність розрахунку.

1. Оцінка інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та визначення навантаження на фундамент.

2. Вибір типу та довжини паль підсилення, визначення геометричних параметрів підсиленого фундаменту. В першому наближенні приймається кількість і крок паль за методикою норм.

3. Визначення ефекту сумісної роботи існуючого фундаменту мілкого закладання і паль при його підсиленні ( $\alpha$ ):

$$\alpha = \left( \frac{1}{1 + \frac{\pi \cdot l^2 \cdot (f_0/E)}{a \cdot b}} \right) \cdot e^{- (l/d)^{0.75} / (a/d)}, \quad (4.30)$$

де  $l$  – довжина палі, м;

$f_0$  – початковий опір по боковій поверхні (опір по боковій поверхні у верхній зоні довжини палі);

$a$  – крок паль уздовж ряду, м;

$b$  – відстань між рядами паль, м;

$d$  – поперечний розмір палі, м;

$E$  – приведений модуль деформації ґрунту, що визначається згідно з П.1.3 [7]:

$$E = (1-b)k_f E_f + k_p b E_p, \quad (4.31)$$

де  $b$  – коефіцієнт, який визначає частину навантаження, що передається нижнім кінцем палі, визначають за табл. П.1.2 [7];

$E_f$  – осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи, кПа, що контактує з бічною поверхнею, визначається за формулою П.1.4 [7];

$E_p$  – модуль деформації під нижнім кінцем палі, кПа, визначається в межах одного діаметру вище і чотирьох нижче позначки нижнього кінця палі;

$k_f$  – коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі, визначають згідно з П.1.5 [7];

$k_p$  – коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі, визначають згідно з П.1.5 [7].

4. Визначення допустимого навантаження на групу палей:

$$F_{паль} = n \cdot \zeta_n \cdot N, \quad (4.32)$$

де  $n$  – кількість палей підсилення, шт.;

$\zeta_i$  – коефіцієнт, що враховує ступінь реалізації несучої здатності палі по ґрунту у складі підсиленого фундаменту, залежить від ґрунтових умов, довжини та відстані між палями та визначається за табл. 4.4 в залежності від виду ґрунту та поздовжнього кроку палей підсилення, що знаходиться під вістрям палей;

Таблиця 4.4 – Значення коефіцієнта  $\zeta_i$

Поздовжній крок палей	ґрунт під вістрям палей									
	піщаний			глинистий при показнику текучості $I_L$						
	пилув.	дрібн.	сер. крупн.	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
3d	0.4	0.35	0.3	0.44	0.4	0.39	0.34	0.28	0.28	0.22
6d	0.69	0.63	0.52	0.75	0.71	0.58	0.53	0.47	0.5	0.39
9d	0.8	0.77	0.68	0.92	0.88	0.7	0.67	0.64	0.67	0.55
12d	0.8	0.78	0.7	0.97	0.9	0.85	0.81	0.76	0.78	0.61

Примітка 1. Для поздовжнього кроку ( $a$ ) палей більше  $12d$  значення  $\zeta_i$  приймати як для  $a = 12d$ .

Примітка 2. Для палей, що влаштовані з вийманням ґрунту значення  $\zeta_i$  збільшувати на 30% (при  $\zeta_i > 1$  приймати  $\zeta_i = 1$ ).

Примітка 3. Для проміжних значень поздовжнього кроку та показнику текучості значення  $\zeta_i$  знаходити інтерполяцією.

$N$  – допустиме навантаження на поодинокую палю, що визначається згідно з [7].

5. Визначення допустимого навантаження на підсилений фундамент:

$$F_{\Sigma} = F_{p0} + \frac{F_{паль}}{1 - \alpha}, \quad (4.33)$$

$$F_{p0} = R \cdot A_{існ}, \quad (4.34)$$

де  $A_{існ}$  – площа існуючого фундаменту до підсилення;

$R$  – розрахунковий опір ґрунту під подошвою існуючого фундаменту.

6. Збільшення поздовжнього кроку паль і повторне визначення ефекту сумісної роботи існуючого фундаменту мілкового закладання і паль при його підсиленні (п.2). За потребою можна варіювати також довжиною палі.

7. Вибір оптимального варіанту підсилення, тобто такого, де робота ростверку максимально використовується (оптимальний крок і оптимальна довжина паль підсилення).

При виборі оптимального кроку паль підсилення слід враховувати, що величина допустимого навантаження на підсилений фундамент при зміні поздовжнього кроку паль змінюється не значно (3 – 25 %). Тобто при більшому кроці і меншій кількості паль може бути досягнута необхідна величина допустимого навантаження на підсилений фундамент, що дозволить знизити вартість робіт з улаштування підсилення (у порівнянні з меншим поздовжнім кроком і відповідно більшою кількістю паль).

При застосуванні даної методики до розрахунку допустимого навантаження на новий стрічковий пальовий фундамент з дворядковим розташуванням паль приймається  $F_{p0} = 0$ . При визначенні допустимого навантаження на групу паль (п. 4) при поздовжньому кроці паль  $a = 3d$  коефіцієнт  $\zeta_i = 0,65$  для піщаних та  $\zeta_i = 0,85$ , а при  $a > 3d$  приймається  $\zeta_i = 1$ .

Область застосування методики:

- під подошвою існуючого фундаменту мілкового закладання розташований ґрунт з модулем деформації  $E > 5$  МПа;
- палі підсилення за характером роботи в ґрунті висячі;
- дворядове розташування паль підсилення;
- об'єднання паль підсилення ростверком з існуючим фундаментом (жорстке);
- новостворені стрічкові пальові фундаменти з дворядковим розташуванням паль.

У п. 4.2.3 наведений приклад розрахунку за запропонованою методикою.

## 4.2 Практичні завдання з розрахунку

### 4.2.1 Розрахунок підсилення фундаменту мілкового закладання банкетами

П'ятиповерховий спальний корпус реконструюється під десятиповерхову житлову будівлю шляхом добудови існуючих стін і улаштування додаткових перекриттів.

Спальний корпус на 219 місць має безкаркасну конструктивну схему з поперечними несучими стінами з цегли товщиною 510 – 380 мм (перший поверх внутрішніх стін товщиною 510 мм, далі – 380 мм, зовнішні стіни товщиною 510 мм). Перекриття зі збірних залізобетонних круглопустотних панелей, покрівля плоска, рубероїдна. Будівля має підвал.

Фундаменти під стіни переважно збірні стрічкові. Стіни підвалу зі збірних бетонних блоків.

За відмітку нуля першого поверху прийнята відмітка  $\pm 0,000 - 158,000$ .

Глибина закладання фундаментів:

від відмітки планування  $d = 2,62 - 1,00 = 1,62$  м;

від підлоги підвалу  $d_1 = 2,62 - 2,10 = 0,52$  м.

*Визначення максимального навантаження, яке можна передати на існуючі фундаменти, виходячи з міцності ґрунту і порівняння його з проектним*

Збір навантажень за проектом після надбудови для фундаментів основних несучих стін (поперечні, середні) показаний у таблиці 4.5.

Згідно з геологічним розрізом "Отчёта об инженерных изысканиях для строительства центра восстановительного лечения инвалидов в Киево-Святошинском районе Киевской области (для технического проекта). Том II. Инженерно-геологические работы" УкрГІИИТИЗ, г. Киев, 1979, основою для фундаментів служить ІГЕ № 2 – супісок легкий, пілуватий, з характеристиками:  $\varphi_{II} = 26^0$ ;  $c_{II} = 7$  кПа;  $\gamma_{II} = 18,5$  кН/м<sup>3</sup>;  $I_L > 1$ .

Потужність шару супіску під подошвами фундаментів 3,0 – 4,0 м, нижче залягає пісок кварцовий, середньої крупності, насичений водою.

Інженерно-геологічна будова ділянки.

Район вишукувань відноситься до великої моренно-зандрової рівнини, особливістю відкладів якої є строкатість їх літологічного складу і мінлива потужність.

У геологічній будові ділянки на розвідану глибину 18,0 – 21,5 м беруть участь четвертинні відкладення флювіогляціального генезису, представлені товщею пісків, які підстилаються нижньочетвертинними суглинками і супісками елювіального походження. З поверхні залягають ґрунти рослинного шару незначної потужності 0,3 – 0,5 м і шар супіску флювіогляціального генезису товщиною від 2,0 до 4,0 м. Ґрунти основи не засолені, не просідні.

Є один безнапірний рівень підземних вод, вкритий більшістю свердловин на глибині 2,5 м.

Територія майданчика підтоплювана.

На майданчику виділені такі інженерно-геологічні елементи (ІГЕ):

ІГЕ №1 – рослинний шар, потужність від 0,2 до 0,6 м.

Таблиця 4.5 – Навантаження на фундаменти під внутрішні поперечні несучі стіни (навантаження в рівні підлоги підвалу)

Вантажна площа перекриття 6,1 м<sup>2</sup>

Вид навантаження	X <sub>e</sub> , кН/м	γ <sub>fm</sub>	X <sub>m</sub> , кН/м
Постійні			
1. Вага стіни підвалу 0,5 × 2,1 × 24,0	25,2	1,1	27,7
2. Вага стіни (3,3 × 0,59 + 3,3 × 0,46 × 4) × 20 + (3,3 × 0,42 × 5 + 1,5 × 0,42) × 16	281,3	1,1	309,5
3. Вага плит перекриттів 3,0 × 6,1 × 10	183,0	1,1	201,3
4. Вага підлоги: 2,0 × 6,1 × 5 + 1,2 × 6,1 × 4 + 1,06 × 6,1	96,7	1,3	125,8
5. Вага покрівлі 2,0 × 6,44	12,9	1,3	16,7
Σ пост.	599,1		681,0
Змінні			
6. Перегородки 1,1 × 6,1 × 10	67,1	1,3	87,2
7. Корисне 1,5 × 6,1 × 10 × 0,59 (ψ <sub>n1</sub> = 0,4 + $\frac{1 - 0,4}{\sqrt{n}}$ = 0,59)	54,0	1,3	70,2
8. Сніг 1,55 × 6,1 (γ <sub>fe</sub> = 0,49)	4,6	1,14	10,8
Σ змін.	126,0		168,8
з урахуванням ψ <sub>1</sub> = 0,95	119,7		160,3
Σ пост. + змін.	718,8		841,3
з урахуванням γ <sub>n</sub> = 0,975 для 2 групи граничних станів, γ <sub>n</sub> = 1,1 для 1 групи граничних станів	<b>700,8</b>	1,32	<b>925,4</b>

ПЕ № 2 – супісок легкий, пілуватий, сірий, жовтий і бурий, твердий з гніздами і прошарками піску, з вкрапленнями гідроокисів марганцю і заліза, з карбонатними включеннями, потужність від 0,6 до 4,2 м. Зустрічається як в покрівлі водно-льодовикових відкладів, так і в вигляді прошарків і лінз в їх товщі.

ПЕ № 3 – пісок кварцовий, середньої крупності, сірувато-жовтий, з вкрапленнями гідроокисів заліза, щільний. Потужність від 1,8 до 2,5 м.

ПЕ № 4 – суглинок легкий, пілуватий, сірий і бурий, напівтвердий з гніздами і прошарками піску, з вкрапленнями гідроокисів марганцю і заліза, з карбонатними включеннями, текучий. Зустрічається на глибинах від 6,0 до 16,2 м.

У таблиці 4.6 наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунту, на рисунку 4.7 – геологічна колонка товщі ґрунтів.

Категорія складності інженерно-геологічних умов друга.

Питома вага ґрунтів з урахуванням виважувальної дії води

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}; \quad (4.35)$$

$$\gamma_{sb,2} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{27,0 - 10}{1 + 0,72} = 9,88 (\text{кН} / \text{м}^3);$$



Таблиця 4.6 - Фізико-механічні характеристики ґрунтів

Найменування ґрунту	$\gamma_s$ , кН/м <sup>3</sup>	$\gamma_w$ , кН/м <sup>3</sup>	W	W <sub>l</sub>	W <sub>p</sub>	I <sub>p</sub>	I <sub>l</sub>	e	S <sub>r</sub>	C, кПа	$\phi$ , град.	$\nu$	E, МПа
Рослинний шар	17,0	-	0,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Супісок пластичний жовтий	18,5	27,0	0,18	0,18	0,13	0,05	1,0	0,72	0,68	7	26	0,30	7,4
Пісок середньої крупності	18,9	26,6	0,21	-	-	-	-	0,70	0,80	1	34	0,27	29
Суглинок сірий	18,6	26,8	0,26	0,32	0,22	0,10	0,4	0,82	0,85	19	19	0,37	12

$$\gamma_{sb,3} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,6 - 10}{1 + 0,7} = 9,76 (\text{кН} / \text{м}^3);$$

$$\gamma_{sb,4} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e} = \frac{26,8 - 10}{1 + 0,82} = 9,23 (\text{кН} / \text{м}^3).$$

Плитна частина стрічкових фундаментів під внутрішні поперечні несучі стіни у переважній кількості випадків виконана за проектом у вигляді фундаментних плит ФЛ – 28.12–2.

Розрахунковий опір при прийнятих розмірах подошви, що відповідає ненавантаженій основі, визначаємо за формулою:

$$R_0 = \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_c C_{II}), \quad (4.36)$$

де всі позначення згідно з [5].

Приймаємо, виходячи з найменшого значення глибини закладання,

$$R_0 = \frac{1,1 \times 1,0}{1,0} (0,84 \times 2,8 \times 1,0 \times 18,5 + 4,37 \times 0,52 \times 17,0 + 3,37 \times 1,1 \times 17,0 + 6,9 \times 7,0) =$$

$$= 212,8 (\text{кПа}).$$

Максимальне значення навантаження, яке можна передати на фундамент без урахування тривалого навантаження

$$N_e = R_0 A - G_\phi = 212,8 \cdot 2,8 - 2,8 \cdot 0,52 \cdot 25 = 559,5 (\text{кН} / \text{м}).$$

Значення навантаження на фундамент за проектом, згідно з табл. 4.5  $N_e = 700,8$  кН/м.

Таким чином, при добудові п'яти поверхів фундаменти під середні несучі стіни потребують підсилення.

*Обґрунтування вибору варіантів підсилення основ та фундаментів*

Перевірочні розрахунки показали, що існуючі фундаменти мають площу подошви, не достатню для сприйняття навантажень після надбудови. Тому розглянемо два можливих варіанти підсилення основ та фундаментів.

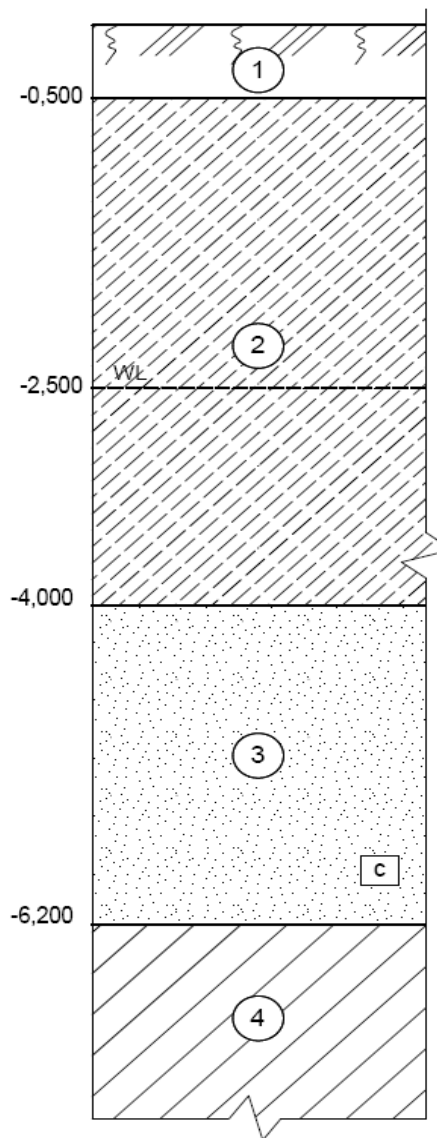


Рисунок 4.7 – Інженерно-геологічний розріз будівельного майданчику

Варіант 1. Збільшення ширини підшви фундаментів шляхом улаштування залізобетонних банкетів.

Положення фундаментів у ґрунті показано на рисунку 4.8.

Варіант 2. У якості другого варіанту підсилення фундаментів приймаємо набивні буроін'єкційні палі, що спираються на суглинок м'якопластичний (ІГЕ №4). Перевагою буроін'єкційних паль є можливість їх утворення крізь тіло старого фундаменту, що забезпечує їх включення у роботу з незначними витратами на улаштування нового ростверку.

Приймаємо буроін'єкційні палі діаметром 250 мм і довжиною 6,6 м (див. п. 4.2.2).

*Підсилення фундаментів залізобетонними банкетами*

Потрібна площа підшви в першому наближенні з урахуванням власної ваги фундаменту з ґрунтом на його уступах

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma_{mt}d} = \frac{700,8}{212,8 - 25 \times 0,6} = 3,55 \text{ (м}^2\text{)}.$$

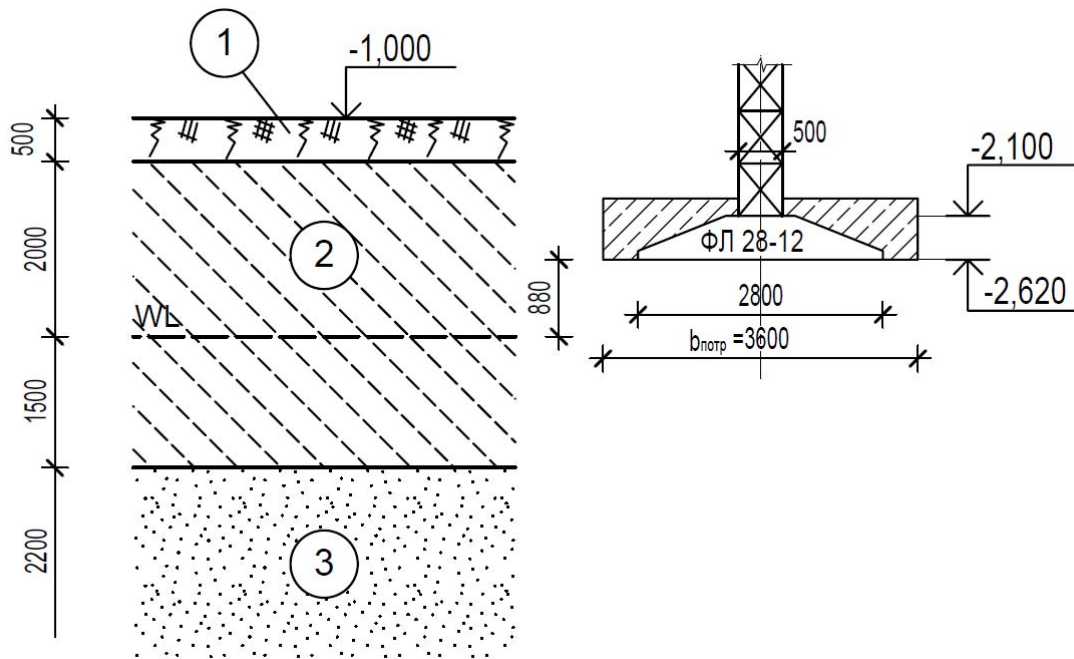


Рисунок 4.8 – Положення фундаментів мілкового закладання, підсилених банкетами, у ґрунті

Для стрічкового фундаменту ширина підшви  $b = A = 3,6$  м.

При аналізі можливості реконструкції слід врахувати, що внаслідок тривалої експлуатації споруди здійснилось ущільнення ґрунтів під фундаментами, що призводить до збільшення розрахункового опору ґрунту основи.

Згідно з ДБН В.3.1-1-2002 [19], визначимо розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи.

Навантаження на фундамент під внутрішні поперечні несучі стіни до реконструкції визначене у таблиці 4.7.

Тиск під підшовою фундаментів до реконструкції, який діяв багато років

$$P_0 = \frac{431,3}{2,8} + 25 \cdot 0,52 = 167,0 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту тривало навантаженої основи  $R_t$ , кПа, визначається за формулою (4.8)

$$R_t = R_0 + (R_{0t} - R_0) \frac{E_t^{\max}}{E_0} = 212,8 + (244,1 - 212,8) \frac{11,6}{7,4} = 261,8 \text{ (кПа)},$$

де інтенсивність середнього тиску  $\bar{P}_0$  за формулою (4.9):

$$\bar{P}_0 = \frac{P_0}{R_0} = \frac{167}{212,8} = 0,785;$$

ступінь обтиснення основи існуючого фундаменту додатковим тиском за формулою (4.11):

Таблиця 4.7 – Навантаження на фундаменти під внутрішні поперечні несучі стіни до реконструкції. Вантажна площа перекриття 6,1 м<sup>2</sup>

Вид навантаження	X <sub>e</sub> , кН/м	γ <sub>fm</sub>	X <sub>m</sub> , кН/м
Постійні			
1. Вага стіни підвалу 0,5 × 2,1 × 24,0	25,2	1,1	27,7
2. Вага стіни (3,3 × 0,51 + 13,2 × 0,38) × 19	127,3	1,1	140,0
3. Вага плит перекриттів 3,0 × 6,1 × 6	113,4	1,1	124,7
4. Вага підлоги: 1,8 × 6,1 × 5	56,7	1,3	73,7
5. Вага покрівлі 2,5 × 6,1	15,75	1,3	20,5
Σ пост.	338,4		386,6
Змінні			
6. Перегородки 2 × 6,1 × 5	63	1,3	81,9
7. Корисне 2 × 6,3 × 5 × 0,67 (ψ <sub>n1</sub> = 0,4 + $\frac{1-0,4}{\sqrt{n}}$ ) = 0,67	42,1	1,2	50,5
8. Сніг 1,55 × 6,1 (γ <sub>fe</sub> = 0,49)	4,6	1,14	10,8
Σ змін.	109,5		138,6
з урахуванням ψ <sub>1</sub> = 0,95	104,0		131,6
Σ пост.+змін.	442,4		518,2
з урахуванням γ <sub>n</sub> = 0,975 для 2 групи граничних станів, γ <sub>n</sub> = 1,1 для 1 групи граничних станів	431,3		570,0

$$\bar{P} = \frac{\bar{P}_0 - \bar{P}_\gamma}{1 - \bar{P}_\gamma} = \frac{0,785 - 0,13}{1 - 0,13} = 0,753 ;$$

при інтенсивності вертикального побутового тиску ґрунту на рівні подошви фундаменту за формулою (4.12):

$$\bar{P}_\gamma = \frac{\gamma'_{11} \cdot d}{R_0} = \frac{17,0 \cdot 1,62}{212,8} = 0,13;$$

кут внутрішнього тертя ґрунту за формулою (4.10)

$$\varphi_t = \varphi_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_\varphi \cdot \sqrt[3]{t}) = 26 \cdot (1 + 0,753 \cdot 0,0232 \cdot \sqrt[3]{33}) = 27;$$

питоме зчеплення ґрунту за формулою (4.13):

$$c_t = c_0 \cdot (1 + \bar{P} \cdot \rho_c \cdot \sqrt[3]{t}) = 7 \cdot (1 + 0,753 \cdot 0,128 \cdot \sqrt[3]{33}) = 9,2 \text{ (кПа)};$$

максимальний модуль деформації ґрунту за формулою (4.14):

$$E_t^{\max} = E_0 \cdot (1 + \rho_E \cdot \sqrt[3]{t}) = 7,4 \cdot (1 + 0,176 \cdot \sqrt[3]{33}) = 11,6 \text{ (МПа)};$$

ρ<sub>φ</sub>, ρ<sub>c</sub>, ρ<sub>E</sub> – безрозмірні коефіцієнти, що визначаються за формулами:

$$\rho_\varphi = \alpha_\varphi \left(1 - \frac{\varphi_0}{45^\circ}\right) = 0,055 \cdot \left(1 - \frac{26}{45}\right) = 0,0232;;$$

$$\rho_c = 0,025 + \alpha_c \cdot e \cdot (1 + 0,3 \cdot I_l) = 0,025 + 0,11 \cdot 0,72 \cdot (1 + 0,3 \cdot 1) = 0,128;$$

$$\rho_E = 0,09 + \alpha_E \cdot e \cdot (1 + 0,2 \cdot I_l) = 0,09 + 0,1 \cdot 0,72 \cdot (1 + 0,2 \cdot 1) = 0,176;$$

α<sub>φ</sub>, α<sub>c</sub>, α<sub>E</sub> – коефіцієнти, прийняті за табл. 4.2;

$$\begin{aligned}
R_{0r} &= \frac{\gamma_{c1}\gamma_{c2}}{K} (M_{\gamma}k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_B \gamma'_{II} + M_C C_t) = \\
&= \frac{1,1 \cdot 1,0}{1,0} (0,91 \cdot 1 \cdot 2,8 \cdot 18,5 + 4,64 \cdot 0,52 \cdot 17,0 + 3,64 \cdot 1,1 \cdot 17,0 + 7,14 \cdot 9,2) = \\
&= 244,1 \text{ (кПа)}.
\end{aligned}$$

Визначимо тиск під подошвою підсиленого фундаменту при ширині  $b = 3,6$  м від додаткового навантаження.

Співвідношення модулів загальної деформації ґрунту під існуючою та новою частинами підсиленого фундаменту за формулою (4.2):

$$\bar{E}_t = \frac{1 - \bar{P}_0 + (\bar{R}_{0r} - 1) \cdot \frac{E_t^{\max}}{E_0}}{\bar{R}_{0r} - \bar{P}_0} = \frac{1 - 0,785 + (244,1 / 212,8 - 1) \cdot \frac{11,6}{7,4}}{244,1 / 212,8 - 0,785} = 1,23.$$

Середній додатковий тиск під існуючим фундаментом:

$$P_{1cee} = \frac{N_{\text{дод}}}{A_1 + \frac{A_2}{E_t}} = \frac{700,8 - 431,3}{2,8 + \frac{3,6 - 2,8}{1,23}} = 78,6 \text{ (кПа)};$$

Середній додатковий тиск під новою частиною підсиленого фундаменту:

$$P_{2cee} = \frac{N_{\text{дод}}}{A_1 \cdot \bar{E}_t + A_2} = \frac{269,5}{2,8 \cdot 1,23 + 0,8} = 63,5 \text{ (кПа)}.$$

Середні тиски під старою і новою частинами підсилюваного фундаменту від дії сумарних навантажень після підсилення:

$$\begin{aligned}
\sum P_{1cee} &= \frac{431,3}{3,6} + 25 \cdot 0,6 + 78,6 = 213,4 \text{ (кПа)} \leq R_t = 261,8 \text{ кПа}; \\
\sum P_{2cee} &= \frac{431,3}{3,6} + 25 \cdot 0,6 + 63,5 = 198,3 \text{ (кПа)} \leq R_0 = 212,8 \text{ кПа}.
\end{aligned}$$

Отже, попередньо прийнятий розмір фундаменту достатній.

*Розрахунок додаткового осідання фундаменту внаслідок надбудови*

Розрахунок осідання фундаменту ведемо з урахуванням характеристик ґрунтів в умовах повного водонасичення методом пошарового підсумовування [5] за формулою (4.28).

Теоретичне значення осідання  $s_0$ , яке відбулось до реконструкції.

Тиск під подошвою фундаментів до реконструкції, який діяв багато років

$$p_0 = \frac{431,3}{2,8} + 25 \cdot 0,52 = 167,0 \text{ (кПа)}.$$

Розбиваємо ґрунтову товщу на шари по  $0,2b = 0,56$  м.

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту при експлуатації:  $\sigma_{zg,0} = 18,0 \cdot 0,6 = 10,8$  (кПа).

Співвідношення сторін фундаменту  $\eta = l/b = 14/2,8 = 5$ .

Співвідношення сторін котловану приймаємо  $\eta = l_{\kappa}/b_{\kappa} = 34/14 = 2,43$ .

Тиск від ваги ґрунту, вийнятого з котловану

$$\sigma_{zg,0} = 17,0 \cdot 0,5 + 18,5 \cdot (1,62 - 0,5) = 29,2 \text{ (кПа)}.$$

Межа стисливої товщі основи приймається на глибині  $Z_i = H_c$ , де виконується умова  $\sigma_{zp,i} \leq k \sigma_{zg}'$ , де  $k = 0,2$  при  $b \leq 5$  м;

Оскільки глибина котловану  $d = 1,6$  м  $< 5$  м, осідання фундаменту знаходимо за формулою:

$$S_i = \beta \frac{(\sigma_{zp,i,сеп.} - \sigma_{zg,i,сеп.})h_i}{E_i}. \quad (4.37)$$

Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 4.8.

На глибині  $z = 10,08$  м  $> b/2 = 1,4$  м від подошви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається,  $\sigma_{zp,i} = 22,21$  кПа  $< 0,2 \sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 114,14 = 22,83$  (кПа).

Осідання фундаменту за результатами розрахунку  $s_0 = 3,68$  см.

Додаткове значення осідання після реконструкції.

Розбиваємо ґрунтову товщу на шари по  $0,2b = 0,72$  м.

Середній тиск під подошвою фундаментів після реконструкції

$$p = \frac{700,8}{3,6} + 25 \cdot 0,6 = 209,7 \text{ (кПа)}.$$

Тиск від власної ваги ґрунту в рівні подошви фундаменту при експлуатації:  $\sigma_{zg,0} = 18,0 \cdot 0,6 = 10,8$  (кПа).

Тиск під подошвою фундаменту, який діяв багато років:  $\sigma_{zg,0} = 167$  кПа.

Співвідношення сторін фундаменту  $\eta = l/b = 14/3,6 = 3,9$ .

Співвідношення сторін котловану приймаємо  $\eta = l_k/b_k = 3,9$ .

Межа стисливої товщі основи приймається при  $k = 0,2$  оскільки  $b = 3,6$  м  $\leq 5$  м.

Оскільки глибина котловану  $d = 1,7$  м  $< 5$  м, осідання фундаменту знаходимо за формулою (4.37). Далі розрахунок осідання ґрунту зводимо до таблиці 4.9.

На глибині  $z = 12,24$  м  $> b/2 = 1,8$  м від подошви фундаменту виконується умова межі товщі, що стискається,  $\sigma_{zp,i} = 22,21$  кПа  $< 0,2 \sigma_{zg,i} = 0,2 \cdot 114,14 = 22,83$  (кПа).

Додаткове осідання фундаменту за результатами розрахунку  $s = 1,65$  см. Сумарне осідання після реконструкції  $s + s_0 = 1,65 + 3,68 = 5,33$  (см) не перевищує допустиме значення для будинків з цегли з монолітними поясами  $S_u = 18$  см [5].

Отже, розміри подошви фундаменту при підсиленні улаштуванням банкетів ( $b = 3,6$  м) задовільняють усі граничні нерівності.

Таблиця 4.8 – Розрахунок осідання існуючого фундаменту мілкого закладання

$z_i$	$\frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zp_i}$ , кПа	$\sigma_{zgi}$ , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{z/i}$ , кПа	$\sigma_{zp-cep}$ , кПа	$\sigma_{z/i}^{cep}$ , кПа	$E_i$ , кПа	$h_i$ , м	$S_i$ , м
0	0	1	167	10,8	0	1	29,2					
0,56	0,4	0,977	163,1989	21,16	0,08	0,99978	29,19	165,1	29,2	7400	0,56	0,0082228
0,88	0,629	0,929	155,2105	27,08	0,126	0,99915	29,18	159,2	29,18	7400	0,32	0,004498
1,12	0,8	0,881	147,0645	29,4512	0,16	0,99826	29,15	151,1	29,16	7400	0,24	0,003165
1,68	1,2	0,754	125,9511	34,984	0,24	0,99434	29,03	136,5	29,09	7400	0,56	0,006503
2,24	1,6	0,639	106,7347	40,5168	0,32	0,98723	28,83	116,3	28,93	7400	0,56	0,005292
2,38	1,7	0,614	102,4804	41,9	0,34	0,9849	28,76	104,6	28,79	7400	0,14	0,001147
2,8	2	0,545	91,03776	45,9992	0,4	0,97651	28,51	96,76	28,64	29000	0,42	0,000789
3,36	2,4	0,47	78,49327	51,4648	0,48	0,96215	28,09	84,77	28,3	29000	0,56	0,000872
3,92	2,8	0,41	68,40013	56,9304	0,56	0,94438	27,58	73,45	27,84	29000	0,56	0,000705
4,48	3,2	0,36	60,15662	62,396	0,64	0,92364	26,97	64,28	27,27	29000	0,56	0,000572
4,58	3,271	0,352	58,84287	63,372	0,654	0,91967	26,85	59,5	26,91	29000	0,1	8,99E-05
5,04	3,6	0,319	53,31632	67,6178	0,72	0,9005	26,29	56,08	26,57	12000	0,46	0,000905
5,60	4	0,285	47,55947	72,7866	0,8	0,87553	25,57	50,44	25,93	12000	0,56	0,000915
6,16	4,4	0,255	42,6566	77,9554	0,88	0,84927	24,8	45,11	25,18	12000	0,56	0,000744
6,72	4,8	0,23	38,44023	83,1242	0,96	0,82221	24,01	40,55	24,4	12000	0,56	0,000603
7,28	5,2	0,208	34,78529	88,293	1,04	0,79477	23,21	36,61	23,61	12000	0,56	0,000486
7,84	5,6	0,189	31,59616	93,4618	1,12	0,7673	22,41	33,19	22,81	12000	0,56	0,000388
8,4	6	0,172	28,79802	98,6306	1,2	0,74006	21,61	30,2	22,01	12000	0,56	0,000306
8,96	6,4	0,158	26,33119	103,799	1,28	0,71326	20,83	27,56	21,22	12000	0,56	0,000237
9,52	6,8	0,145	24,14727	108,968	1,36	0,68705	20,06	25,24	20,44	12000	0,56	0,000179
10,08	7,2	0,133	22,20645	114,137	1,44	0,66154	19,32	23,18	19,69	12000	0,56	0,00013

 $\Sigma S_i = 0,036752$  м

Таблиця 4.9 – Розрахунок додаткового осідання фундаменту мілкого закладання після підсилення улаштуванням банкетів

$z_i$	$\frac{2z}{b}$	$\alpha$	$\sigma_{zpi}$ , кПа	$\sigma_{zgi}$ , кПа	$\frac{2z}{b_k}$	$\alpha_k$	$\sigma_{zj,i}$ , кПа	$\sigma_{zр-ср}$ , кПа	$\sigma_{zj,i}^{ср}$ , кПа	$E_i$ , кПа	$h_i$ , м	$S_i$ , м
0	0	1	209,7	10,8	0	1	167					
0,72	0,4	0,977	204,9104	24,12	0,4	0,97716	163,2	207,3	165,1	7400	0,72	0,003286
0,88	0,489	0,961	201,6233	27,08	0,489	0,96148	160,6	203,3	161,9	7400	0,16	0,000716
1,44	0,8	0,88	184,5421	32,6128	0,8	0,88003	147	193,1	153,8	7400	0,56	0,00238
2,16	1,2	0,752	157,7734	39,7264	1,2	0,75238	125,6	171,2	136,3	7400	0,72	0,002713
2,38	1,322	0,715	149,8553	41,9	1,322	0,71462	119,3	153,8	122,5	7400	0,22	0,000745
2,88	1,6	0,635	133,2335	46,78	1,6	0,63535	106,1	141,5	112,7	29000	0,5	0,000398
3,6	2	0,539	112,999	53,8072	2	0,53886	89,99	123,1	98,05	29000	0,72	0,000498
4,32	2,4	0,461	96,67073	60,8344	2,4	0,461	76,99	104,8	83,49	29000	0,72	0,000424
4,58	2,544	0,437	91,57419	63,372	2,544	0,43669	72,93	94,12	74,96	29000	0,26	0,000137
5,04	2,8	0,398	83,43024	67,6178	2,8	0,39786	66,44	87,5	69,68	12000	0,46	0,000546
5,76	3,2	0,346	72,5698	74,2634	3,2	0,34606	57,79	78	62,12	12000	0,72	0,000762
6,48	3,6	0,303	63,55782	80,909	3,6	0,30309	50,62	68,06	54,2	12000	0,72	0,000665
7,20	4	0,267	56,00438	87,5546	4	0,26707	44,6	59,78	47,61	12000	0,72	0,000584
7,92	4,4	0,237	49,62019	94,2002	4,4	0,23662	39,52	52,81	42,06	12000	0,72	0,000516
8,64	4,8	0,211	44,18589	100,846	4,8	0,21071	35,19	46,9	37,35	12000	0,72	0,000458
9,36	5,2	0,189	39,53156	107,491	5,2	0,18851	31,48	41,86	33,34	12000	0,72	0,000409
10,08	5,6	0,169	35,52317	114,137	5,6	0,1694	28,29	37,53	29,89	12000	0,72	0,000367
10,8	6	0,153	32,05349	120,783	6	0,15285	25,53	33,79	26,91	12000	0,72	0,00033
11,52	6,4	0,138	29,03579	127,428	6,4	0,13846	23,12	30,54	24,33	12000	0,72	0,000299
12,24	6,8	0,126	26,39936	134,074	6,8	0,12589	21,02	27,72	22,07	12000	0,72	0,000271

$$\sum S_i = 0,016505 \text{ м}$$



### Розрахунок армування банкетів

Для передавання навантаження від існуючого фундаменту до елементів розширення підосви використовуємо поперечні робочі стержні в рівні підосви і в рівні верху фундаментної плити (передача навантаження у поперечному напрямку) і поздовжні стержні (передача навантаження у поздовжньому напрямку). Характер армування банкетів показаний на рисунку 4.9.

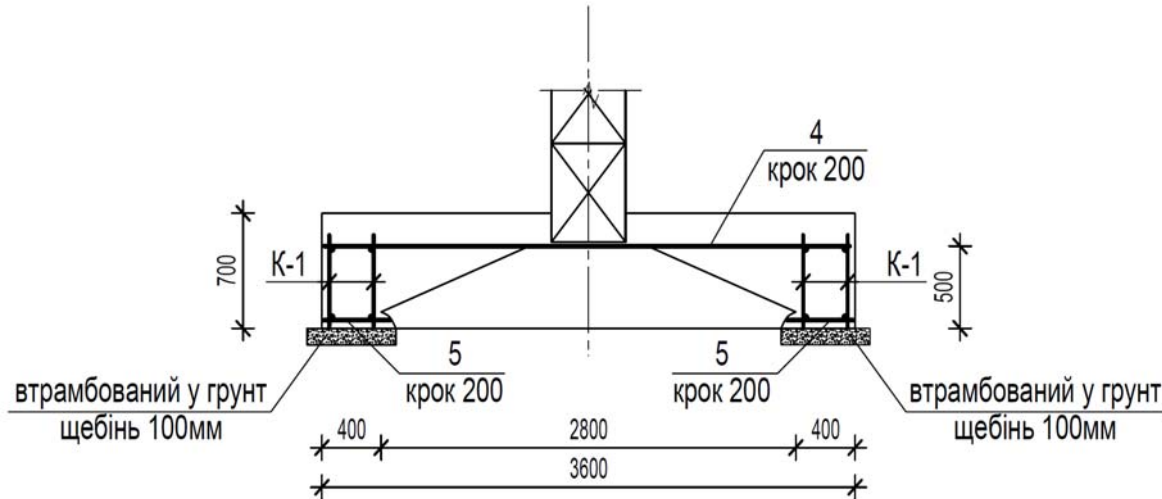


Рисунок 4.9 – Армування банкетів при підсиленні фундаментів внутрішніх поперечних несучих стін

Розрахункове значення тиску під підосвою фундаменту (див. табл. 4.5)

$$p_g = \frac{N_m}{A} = \frac{925,4}{3,6 \cdot 1,0} = 257,1 \text{ (кПа)}.$$

Згинальний момент у перерізі у грані стіни (див. рисунок 4.9) для консольного виступу довжиною  $(b-b_{ct})/2$  буде найбільшим

$$M = p (b-b_{ct})^2 / 8 = 257,1 (3,6 - 0,5)^2 / 8 = 308,8 \text{ (кНм)}.$$

У якості робочих стержнів приймаємо арматуру класу А400С.

Визначимо потрібну площу перерізу арматури на фундаментну плиту довжиною 1,2 м як для елемента, що згинається, з поодинокією арматурою при висоті плити 500 мм

$$A_s = M / 0,9 h_0 R_s = 308,8 \cdot 1,2 / (0,9 \cdot 0,465 \cdot 365 \cdot 10^3) = 24,6 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 24,6 \text{ см}^2.$$

Загальна площа робочої арматури у фундаментній плиті ФЛ 28-12 згідно з ГОСТ 13580-85 складає 22 Ø10 А400С  $A_s = 17,27 \text{ см}^2$ . Отже, при висоті плити фундаменту 500 мм її армування недостатнє.

Збільшимо товщину плити до 700 мм, тоді

$$A_s = M / 0,9 h_0 R_s = 308,8 \cdot 1,2 / (0,9 \cdot 0,665 \cdot 365 \cdot 10^3) = 17,2 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 17,2 \text{ см}^2 < 17,27 \text{ см}^2.$$

Приймаємо у якості поперечної робочої арматури банкетів Ø10 А400С з кроком 100 мм, що нарощується шляхом зварювання до робочої арматури збірної фундаментної плити.

Верхню поперечну арматуру і поздовжню арматуру банкетів приймаємо конструктивно  $\varnothing 10$  А400С.

Клас бетону для банкетів приймаємо таким же, як бетону плити, а саме В15.

Для бетону класу В15 [11]:  $R_b = 8,5$  МПа;  $R_{bt} = 0,75$  МПа;  $E_b = 23 \cdot 10^3$  МПа.

Виконаємо перевірку міцності бетону фундаменту після підсилення.

Розрахунок на дію поперечної сили не виконують, якщо виконується умова [11, 12]

$$Q \leq \varphi_{b3} R_{bt} b \cdot h_0; \quad (4.38)$$

де  $Q$  – поперечна сила у перерізі фундаменту біля грані стіни, кН;

$\varphi_{b3}$  – коефіцієнт, що приймається для важкого бетону рівним 0,6;

$R_{bt}$  – розрахунковий опір бетону розтягу, кПа.

Поперечна сила у перерізі фундаменту у грані стіни

$$Q = 257,1(3,6 - 0,5)/2 = 398,5 \text{ (кН)}.$$

Перевіримо виконання умови (4.38)

$$Q = 398,5 \text{ кН} < 0,6 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,665 = 299,3 \text{ (кН)}.$$

Умова (4.38) не виконується, отже розрахунок на дію поперечної сили потрібен.

Згідно з [27] при виліті фундаментної плити  $c_1 = 1,55 \text{ м} < 2,4 \cdot h_0 = 2,4 \cdot 0,665 = 1,596 \text{ (м)}$  перевірка на дію поперечної сили виконується з умови:

$$Q \leq 2,5 R_{bt} 1,0 h_0. \quad (4.39)$$

$$Q = 398,5 \text{ кН} < 2,5 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,665 = 1246,9 \text{ (кН)}.$$

Умова міцності на дію поперечної сили виконується без поперечного армування.

Розрахунок фундаменту на продавлювання стіною виконуємо за формулою [11]:

$$F \leq \varphi_b R_{bt} u_m h_0, \quad (4.40)$$

де  $F$  – розрахункова сила, що продавлює, кН;

$\varphi_b$  – коефіцієнт, що приймається рівним одиниці для важких бетонів;

$u_m$  – середнє арифметичне між периметрами верхньої і нижньої основ піраміди продавлювання у межах корисної висоти фундаменту  $h_0$ , м.

Розрахункова сила, що продавлює,

$$F = p_{max} \cdot 0,5(b - b_{cm} - 2h_0) = 257,1 \cdot 0,5(3,6 - 0,5 - 2 \cdot 0,665) = 227,5 \text{ (кН)}.$$

Величина  $u_m$  для стрічкового фундаменту

$$u_m = 0,5(1,0 + 1,0) = 1,0 \text{ м}.$$

Перевіримо виконання умови (4.40)

$$227,5 \leq \varphi_b R_{bt} u_m h_0 = 1,0 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,665 = 498,8 \text{ (кН)}.$$

Отже, міцність бетону на продавлювання забезпечена.

## 4.2.2 Розрахунок підсилення фундаменту мілкого закладання палями

Вихідні дані наведені у п. 4.2.1.

Розглянемо варіант підсилення фундаменту під середню несучу стіну буроін'єкційними палями. Улаштування буроін'єкційних паль здійснюється безпосередньо через конструкцію існуючого фундаменту, що дозволяє зменшити об'єм земляних робіт.

Конструктивне рішення і положення паль у ґрунті показано на рисунку 4.10.

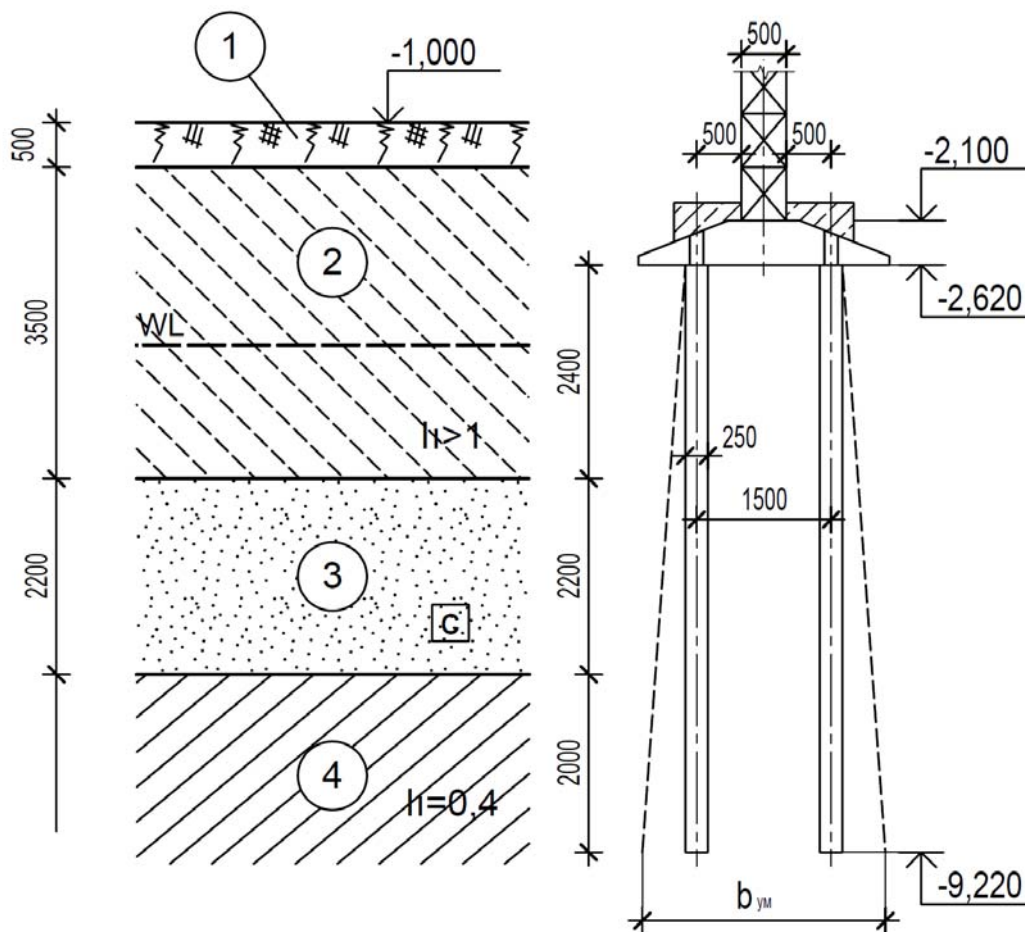


Рисунок 4.10 – Положення буроін'єкційних паль у ґрунті

З рисунку 4.10 видно, що основою для паль служать ґрунти ПЕ 4 – суглинок м'якопластичний. Виходячи з величини навантажень, приймаємо для підсилення фундаменту палі діаметром 250 мм і довжиною 6,6 м.

Роботи з улаштування паль проводяться у такій послідовності.

1. Буріння свердловин крізь конструкцію фундаменту. Буріння необхідно здійснювати під захистом обсадних труб.

2. Опускають у порожнини металеві каркаси паль. Каркаси складаються з трьох стержнів арматури діаметром 10 – 16 мм і круглих хомутів, діаметр яких на 20 – 26 мм менше діаметру свердловини. Каркаси опускають секціями по 2 м, що регламентується висотою приміщення підвалу.

3. Здійснюють бетонування стволів паль по мірі витягування обсадних труб через ін'єкційні труби діаметром 25 – 50 мм цементно-піщаним розчином, який подається під тиском до 0,3 МПа.

4. Після заповнення свердловини розчином ін'єкційні труби витягують на поверхню, а свердловину опресовують через клапан стисненим повітрям під тиском 0,3 – 0,5 МПа. Після опресування стисненим повітрям свердловину заповнюють цементно-піщаним розчином до її гирла.

Оскільки ширина підошви існуючого фундаменту значна, то він буде працювати у складі новоствореного пального фундаменту.

Частка навантаження, що сприймається існуючим фундаментом за формулою (4.22):

$$N_{1}^{II} = \sigma_{mt} \cdot A = 167,0 \cdot 2,8 = 467,6 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для другої групи граничних станів на рівні підошви підсиленого фундаменту за формулою (4.20):

$$\sum N^{II} = N_0^{II} + G_f^{II} + G_r^{II} + G_s^{II} = 700,8 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 = 742,8 \text{ (кН / м)}.$$

Сумарне розрахункове вертикальне навантаження для першої групи граничних станів на рівні підошви підсиленого фундаменту за формулою (4.25):

$$\sum N^I = N_0^I + G_f^I + G_r^I + G_s^I = 925,4 + 2,8 \cdot 0,6 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 976,2 \text{ (кН / м)}.$$

Середнє значення коефіцієнту надійності за навантаженням  $\gamma_{f,mt}$  визначається за формулою (4.24):

$$\gamma_{f,mt} = \frac{\sum N^I}{\sum N^{II}} = \frac{976,2}{742,8} = 1,314.$$

Навантаження, яке потрібно передати на палі за формулою (4.19):

$$N_2^I \geq (\sum N^{II} - N_1^{II}) \cdot \gamma_{f-mt} = (742,8 - 467,6) \cdot 1,314 = 361,6 \text{ (кН / м)}.$$

Визначення несучої здатності паль і розміщення їх у ростверку.

Необхідну кількість паль на 1 п. м ростверку визначаємо за допомогою прикладної програми „Palya” [1].

Осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі (див. рис. 4.10) складає [1]:

$$I_{Lcse} = \frac{\sum I_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{1,0 \cdot 2,4 + 0,2 \cdot 2,2 + 0,4 \cdot 2,0}{6,6} = 0,551.$$

Решта вхідних даних за рисунком 4.10 та рекомендаціями [7]. Коефіцієнт умов роботи палі по боковій поверхні для буроін'єкційних паль складає у супісках і суглинках  $\gamma_{cf} = 0,8$ , у пісках  $\gamma_{cf} = 0,9$ .

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні

$$\gamma_{cf,сep} = \frac{\sum \gamma_{cf,i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,4 + 0,9 \cdot 2,2 + 0,8 \cdot 2,0}{6,6} = 0,833.$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість палів на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі  $N_2' = 361,6$  (кН/м).

#### РОЗРАХУНОК ПОТРІБНОЇ КІЛЬКОСТІ ПАЛІВ

1. Сторона квадратної або діаметр круглої палі - 0,25
2. Діаметр уширення палі - 0,25
3. Показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі - 0,4
4. Осереджений показник текучості для ґрунтів від нижнього кінця палі до підшови розтвертку - 0,551
5. Показник типу палі - 1
6. Показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
7. Глибина закладання нижнього кінця палі від рівня природнього рельєфу - 8,22
8. Глибина закладання підшови розтвертку від рівня природнього рельєфу, м - 1,62
9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
10. Показник форми поперечного перерізу ствола палі - 1
11. Розрахункове значення питомої ваги піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
12. Осереджене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
13. Коефіцієнт умов роботи палі - 1
14. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
15. Осереджений по шарах коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі - 0,833
16. Розрахункове значення вертикальної сили, що діє на куц палів, N - 361,6

Потрібна кількість палів - 4,32855391131374

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палів - 689,392704183383

Питомий опір ґрунту по боковій поверхні палі - 127,038313772984

Несуча здатність палі - 116,953608612062

Потрібна кількість палів на 1 п. м – 4,33 шт. Несуча здатність палі за результатами розрахунку  $F_d = 116,95$  кН, допустиме навантаження на палю

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{116,95}{1,4} = 83,5 \text{ (кН)}.$$

Потрібний крок палів при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{4,33 \cdot 1,1} = 0,42 \text{ (м)}.$$

Палі довжиною 6,6 м потребують надто частого розміщення.

Збільшимо довжину палі до 10 м.

Тоді осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі складає:

$$I_{Lcce.} = \frac{\sum I_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{1,0 \cdot 2,4 + 0,2 \cdot 2,2 + 0,4 \cdot 5,4}{10,0} = 0,5.$$

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні

$$\gamma_{cf,сep} = \frac{\sum \gamma_{cf,i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,4 + 0,9 \cdot 2,2 + 0,8 \cdot 5,4}{10,0} = 0,822.$$

Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту, виходячи з навантаження, що припадає на палі  $N_2^I = 361,6$  (кН / м).

#### РОЗРАХУНОК ПОТРІБНОЇ КІЛЬКОСТІ ПАЛЬ

1. Сторона квадратної або діаметр круглої палі - 0,25
2. Діаметр уширення палі - 0,25
3. Показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі - 0,4
4. Осереджений показник текучості для ґрунтів від нижнього кінця палі до підшови розтвертку - 0,5
5. Показник типу палі - 1
6. Показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
7. Глибина закладання нижнього кінця палі від рівня природнього рельєфу - 11,62
8. Глибина закладання підшови розтвертку від рівня природнього рельєфу, м - 1,62
9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
10. Показник форми поперечного перерізу ствола палі - 1
11. Розрахункове значення питомої ваги піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
12. Осереджене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
13. Коефіцієнт умов роботи палі - 1
14. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
15. Осереджений по шарах коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі - 0,822
16. Розрахункове значення вертикальної сили, що діє на куц палі, N - 361,6

Потрібна кількість паль - 2,54135223897817

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі - 892,221149466047

Питомий опір ґрунту по боковій поверхні палі - 240,713887012486

Несуча здатність палі - 199,201036454336

Потрібна кількість паль на 1 п. м – 2,54 шт. Несуча здатність палі за результатами розрахунку  $F_d = 199,2$  кН, допустиме навантаження на палю

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{199,2}{1,4} = 142,3 \text{ (кН)}.$$

Потрібний крок палі при їх дворядному розміщенні

$$l' = \frac{2}{n \cdot 1,1} = \frac{2}{2,54 \cdot 1,1} = 0,75 \text{ (м)}.$$

Визначимо несучу здатність палі по матеріалу ствола.

Оскільки навколо палі є ґрунт ІГЕ 2 потужністю  $h_g = 2.4$  м з модулем деформації, близьким до  $E = 5$  МПа, то вважаємо ствол палі жорстко защемленим у ґрунті, починаючи з глибини не менше  $2 h_g = 2 \cdot 2.4 = 4,8$  (м) ( $15d = 15 \cdot 0,25 = 3,75$  м  $> h_g = 2.4$  м [7]).

Несуча здатність палі по матеріалу ствола при армуванні  $3\varnothing 12$  А400С, як позацентрово стисненого стержня з бетону класу С12/15, згідно з [11, 12]. Початковий ексцентриситет, згідно з [20], п.6.6,

$$e_0 = 0,002 \cdot l_0 = 0,002 \cdot 4,8 = 0,0096 \text{ (м)} < 1 \text{ см, приймаємо } e_0 = 1 \text{ см.}$$

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi \cdot 0,25^2}{4} = 0,0491 \text{ (м}^2\text{)};$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_b} = \frac{3,39 \cdot 10^{-4}}{0,0491} = 0,0069 < 0,025;$$

$$I_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{\pi \cdot 0,25^4}{64} = 19,16 \cdot 10^{-5} \text{ (м}^4\text{)};$$

$$\delta_e = \frac{e_0}{d} = \frac{0,01}{0,25} = 0,04;$$

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b I_b}{\varphi_l l_0^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) = \frac{6,4 \cdot 23 \cdot 10^6 \cdot 19,16 \cdot 10^{-5}}{2,0 \cdot 4,8^2} \left( \frac{0,11}{0,1 + 0,04} + 0,1 \right) = 542,1 \text{ (кН)};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{200,0}{542,1}} = 1,585;$$

$$\xi = \frac{R_s A_{s,r}}{R_b A_b} = \frac{365000 \cdot 3,39 \cdot 10^{-4}}{8500 \cdot 0,0491} = 0,296;$$

$$\varphi_{n1} = \frac{N}{R_b A_b} = \frac{200,0}{8500 \cdot 0,0491} = 0,48.$$

За графіком [12]  $B_{or} = 0,36$ .

Перевіримо виконання граничної нерівності

$$N e_0 = 200,0 \cdot 0,01 = 2,0 \text{ (кНм)} < \gamma_{ce} B_{or} R_b \gamma_b A_b r = \\ = 0,8 \cdot 0,36 \cdot 8500 \cdot 0,85 \cdot 0,0491 \cdot 0,125 = 12,8 \text{ (кНм)}.$$

Отже міцність палі по матеріалу ствола забезпечена, тому приймаємо за допустиме навантаження на палю  $N = 142,3$  кН (по ґрунту).

Виконаємо перевірку навантаження на палю з урахуванням фактичної ваги палі.

$$\text{Вага палі } G_{пали} = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,25^2 \cdot 10,0 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 14,84 \text{ (кН)}.$$

Загальне розрахункове навантаження на одну палю

$$361,6 \cdot 0,75/2 + 14,84 = 140,5 \text{ (кН)} < N = 142,3 \text{ кН}.$$

Отже, несуча здатність палі при обраному їх розташуванні забезпечена.

### *Розрахунок осідання пального фундаменту*

Теоретичне значення осідання  $s_0$ , яке відбулось до реконструкції, підраховане у п. 4.2.1 і складає  $s_0 = 3,68$  см.

Розрахунок додаткового осідання пального фундаменту після реконструкції виконуємо як для стержня в пружному півпросторі [7].

Вихідні дані для розрахунку приймаємо за рисунком 4.11. Визначимо осідання одиночної палі в групі (рис. 4.12).

Вертикальне навантаження на палю приймаємо середнім для стрічки при розрахунковому експлуатаційному значенні навантажень.

Загальне розрахункове експлуатаційне навантаження на одну палю

$$N_e = P = 361,6 \cdot 0,75 / (2 \cdot 1,314) + 14,84 / 1,21 = 115,4 \text{ (кН)}$$

Середнє значення коефіцієнта Пуасона в межах напруженої зони

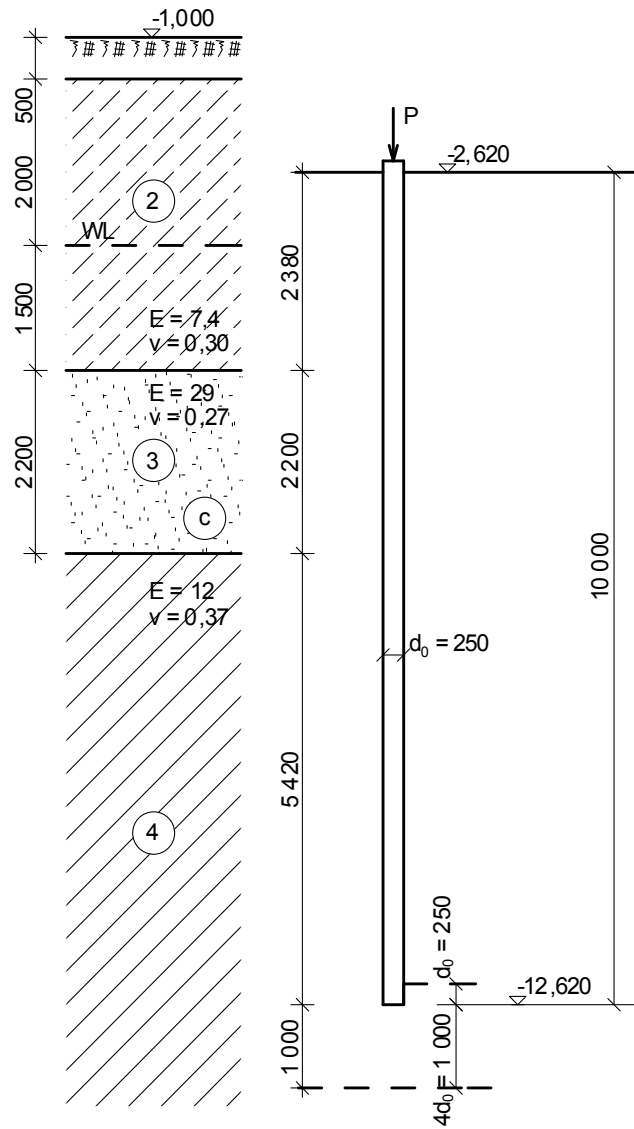


Рисунок 4.11 – Розрахункова схема для розрахунку осідання палі

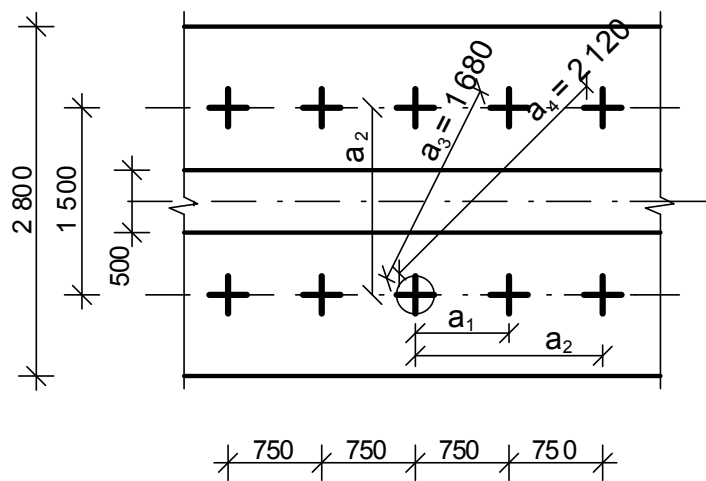


Рисунок 4.12 – Розміщення палі у групі



$$\nu = \frac{\sum \nu_i h_i}{\sum h_i} = \frac{0,3 \cdot 2,4 + 0,27 \cdot 2,2 + 0,37 \cdot (5,4 + 1,0)}{10,0 + 1,0} = 0,335.$$

Граничний опір палі

$$P_u = 1,25 F_d = 1,25 \cdot 199,2 = 249,0 \text{ (кН)}.$$

Навантаження на палю на межі пропорційності

$$P_e = 0,5 P_u = 0,5 \cdot 249,0 = 124,5 \text{ (кН)}.$$

Модуль деформації ґрунту під нижнім кінцем палі в межах одного діаметру вище і чотирьох діаметрів нижче позначки нижнього кінця палі

$$E_p = 12 \text{ МПа}.$$

Осереднений у межах довжини палі модуль деформації ґрунтової основи

$$E_f = \frac{\sum E_i h_i}{\sum h_i} = \frac{7,4 \cdot 2,4 + 29,0 \cdot 2,2 + 12 \cdot 5,4}{10,0} = 14,6 \text{ (МПа)}.$$

Відношення усереднених модулів деформації під нижнім кінцем і в межах бічної поверхні палі

$$k_E = \frac{E_p}{E_f} = \frac{12}{14,6} = 0,82.$$

Приведений радіус палі

$$r = \frac{r_0}{l} = \frac{0,125}{10,0} = 0,0125.$$

Модуль деформації матеріалу палі при класі бетону С12/15:

$$E_0 = 23000 \text{ МПа}.$$

Коефіцієнт, що визначає частину навантаження, яка передається нижнім кінцем (за таблицею П.1.2 [7] в залежності від  $r$  та  $k_E$ )  $b = 0,044$ .

Коефіцієнт умов роботи ґрунту вздовж бічної поверхні палі за табл. П.1.6 [7]

$$k_f = \frac{1,1 \cdot 2,4 + 1,3 \cdot 2,2 + 1,1 \cdot 5,4}{10,0} = 1,144.$$

Коефіцієнт умов роботи глинистого ґрунту під нижнім кінцем палі за п. П.1.5 [7]  $k_p = 1,0$ .

Приведений модуль деформації ґрунту

$$E = (1 - b)k_f E_f + k_p b E_p = (1 - 0,044) \cdot 1,144 \cdot 14,6 + 1,0 \cdot 0,044 \cdot 12 = 16,5 \text{ (МПа)}.$$

Коефіцієнт осідання (за таблицею П.1.1 [7] в залежності від  $r$  та  $k_E$ )  $c = 0,763$ .

Пружна складова осідання палі

$$s_e = 2(1 + \nu) \frac{P_e c}{E l} + \frac{P_e l (1 + b)}{2 E_0 F} = 2(1 + 0,335) \frac{124,5 \cdot 0,763}{16500 \cdot 10,0} + \frac{124,5 \cdot 10,0 \cdot (1 + 0,044)}{2 \cdot 23000 \cdot 10^3 \cdot 0,04906} = 0,00211 \text{ (м)}.$$

Осідання одиночної палі

$$s_1 = \frac{s_e P}{P_u - P} = \frac{0,00211 \cdot 115,4}{249,0 - 115,4} = 0,00182 \text{ (м)}.$$

Визначимо осідання групи паль, взявши за основну одну з паль (рис. 4.12).

Палі мають такі відстані від середньої:

$$a_1 = 0,75 \text{ м} - 2 \text{ шт.}; \quad a_2 = 1,5 \text{ м} - 3 \text{ шт.}; \quad a_3 = 1,68 \text{ м} - 2 \text{ шт.};$$

$$a_4 = 2,12 \text{ м} - 2 \text{ шт.}$$

Визначаємо коефіцієнти впливу сусідніх паль за табл. П.1.3 та П.1.4 [7] в залежності від приведеної відстані

$$\frac{a_1}{2r_0} = 0,75/0,25 = 3,0; \quad w_1 = 0,471; \quad k_{b1} = 1,0.$$

$$\frac{a_2}{2r_0} = 1,5/0,25 = 6,0; \quad w_2 = 0,369; \quad k_{b2} = 1,0.$$

$$\frac{a_3}{2r_0} = 1,68/0,25 = 6,72; \quad w_3 = 0,352; \quad k_{b3} = 1,0.$$

$$\frac{a_4}{2r_0} = 2,12/0,25 = 8,48; \quad w_4 = 0,314; \quad k_{b4} = 1,0.$$

Осідання середньої палі від одиничного навантаження на  $j$ -ту палю у фундаменті визначаємо за формулою

$$s_{i,j} = 2(1 + \nu) \frac{w_j k_{bj}}{El}. \quad (4.41)$$

Для відповідних паль

$$s_{1,1} = 2(1 + \nu) \frac{w_1 k_{b1}}{El} = 2(1 + 0,335) \frac{0,471 \cdot 1,0}{16500 \cdot 10,0} = 7,622 \cdot 10^{-6} (\text{м}).$$

$$s_{1,2} = 2(1 + \nu) \frac{w_2 k_{b2}}{El} = 2(1 + 0,335) \frac{0,369 \cdot 1,0}{16500 \cdot 10,0} = 5,971 \cdot 10^{-6} (\text{м}).$$

$$s_{1,3} = 2(1 + \nu) \frac{w_3 k_{b3}}{El} = 2(1 + 0,335) \frac{0,352 \cdot 1,0}{16500 \cdot 10,0} = 5,696 \cdot 10^{-6} (\text{м}).$$

$$s_{1,4} = 2(1 + \nu) \frac{w_4 k_{b4}}{El} = 2(1 + 0,335) \frac{0,314 \cdot 1,0}{16500 \cdot 10,0} = 5,081 \cdot 10^{-6} (\text{м}).$$

Осідання пальнової групи з 10 паль

$$s_i = s_1 + \sum_{j=1}^n p_j s_{ij} = 0,00182 + 115,4 \cdot (2 \cdot 7,622 \cdot 10^{-6} + 3 \cdot 5,971 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 5,696 \cdot 10^{-6} + 2 \cdot 5,081 \cdot 10^{-6}) = 0,00813 (\text{м}).$$

Перевіримо тиск під подошвою умовного пального фундаменту після підсилення.

Осереднене значення кута внутрішнього тертя по довжині палі:

$$\varphi_{mi} = \frac{26 \cdot 2,4 + 34 \cdot 2,2 + 19 \cdot 5,4}{10,0} = 24^\circ.$$

Визначимо ширину умовного стрічкового фундаменту:

$$b_{ум.} = 1,5 + 0,25 + 10,0 \cdot 2 \cdot \text{tg}(24/4) = 3,85 (\text{м}).$$

Об'єм 1 п.м умовного стрічкового фундаменту:

$$V_{ум.} = B_{ум.} \cdot d_{ум.} \cdot 1,0 = 3,85 \cdot 10,6 \cdot 1,0 = 40,81 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ростверку і паль в об'ємі умовного фундаменту:

$$V_p + V_{сп.} = 2,8 \cdot 0,62 \cdot 1,0 = 1,74 \text{ (м}^3\text{)};$$

$$V_{паль} = 0,25 \cdot \pi \cdot 0,25^2 \cdot 10,0 \cdot 2/0,75 = 1,309 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Об'єм ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$V_{сп.} = 40,81 - 1,74 - 1,309 = 37,76 \text{ (м}^3\text{)}.$$

Вага ростверку і паль:

$$G_p + G_{сп.} = 1,74 \cdot 25 = 43,5 \text{ (кН)};$$

$$G_{паль} = 1,309 \cdot 25 = 32,73 \text{ (кН)}.$$

Осереднене значення питомої ваги ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$\gamma_{mt} = \frac{18,5 \cdot (0,9 + 0,6) + 9,88 \cdot 1,5 + 9,76 \cdot 2,2 + 9,23 \cdot 5,4}{10,6} = 10,7 \text{ (кН / м}^3\text{)}.$$

Вага ґрунту в об'ємі умовного фундаменту:

$$G_{сп.} = 37,76 \cdot 10,7 = 405,7 \text{ (кН)}.$$

Тиск по підшві умовного стрічкового фундаменту:

$$p = \frac{N + G_{p+сп.} + G_{сп.} + G_{паль}}{A_{ум.}} = \frac{700,8 + 43,5 + 405,7 + 32,73}{3,85 \cdot 1,0} = 307,2 \text{ (кПа)}.$$

Розрахунковий опір ґрунту основи умовного фундаменту

$$R = \frac{\gamma_{cl} \gamma_{c2}}{k} \left[ M_\gamma k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma_{II}' + (M_q - 1) d_b \gamma_{II}' + M_c c_{II} \right] =$$
$$= \frac{1,2 \cdot 1,0}{1,1} (0,47 \times 1,0 \times 3,85 \times 9,23 + 2,89 \times 1,0,62 \times 10,7 + (2,89 - 1) \times 1,1 \times 10,7 + 5,48 \times 19) =$$
$$= 514,3 \text{ (кПа)} > p = 307,2 \text{ кПа}.$$

Сумарне осідання після реконструкції  $s + s_0 = 0,813 + 3,68 = 4,49$ (см) не перевищує допустиме значення для будинків з цегли з монолітними поясами  $S_u = 18$  см [5].

Отже, розміри фундаменту при підсиленні буроін'єкційними палями задовільняють усі граничні нерівності.

*Розрахунок армування ростверку*

Схема армування ростверку наведена на рисунку 4.13.

Основна робоча арматура ростверку сприймає зусилля від згинального моменту, спричиненого реакцією палі та тиском під подошвою ростверку. Значення згинального моменту, що припадає на 1 м ростверку при розрахунковому навантаженні на палю

$$M = 140,5 \cdot (0,75 - 0,25) / 0,75 + 167 \cdot 1,314 \cdot 1,15^2 / 2 = 93,7 + 145,1 = 238,8 \text{ (кНм)}.$$

Потрібна кількість робочої арматури на 1,2 м довжини при використанні фундаментної плити в якості ростверку

$$A_s = M / (0,9 h_0 R_s) = 1,2 \cdot 238,8 / (0,9 \cdot 0,465 \cdot 365 \cdot 10^3) = 18,8 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 18,8 \text{ см}^2.$$

Потрібна кількість арматури перевищує площу арматури в нижній частині фундаментної плити  $A_s = 17,27 \text{ см}^2$ .

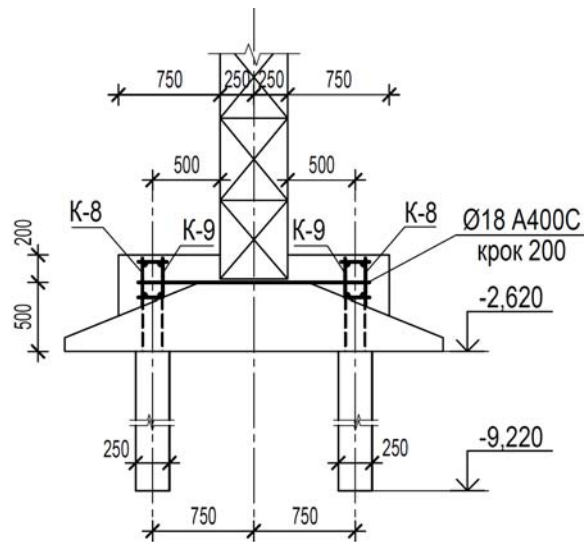


Рисунок 4.13 – Армування ростверку при підсиленні бурюін'єкційними палями

Отже, для сприйняття згинального моменту від реакцій палей необхідне нарощування ростверку з встановленням додаткової арматури над фундаментною плитою. Її необхідна кількість на 1 п. м

$$A_s = M / 0,9 h_0 R_s = (238,8 - 0,9 \cdot 0,465 \cdot 365 \cdot 10^3 \cdot 17,27 \cdot 10^{-4} / 1,2) / (0,9 \cdot 0,2 \cdot 365 \cdot 10^3) = 2,9 \cdot 10^{-4} \text{ (м}^2\text{)} = 2,9 \text{ см}^2.$$

Приймаємо 5  $\varnothing 18$  А400С ( $A_s = 12,72 \text{ см}^2$ ) з кроком 200 мм.

У поздовжньому напрямку стрічковий ростверк розглядається як балка на пружній основі (стіні), що знаходиться під дією зосереджених сил (реакцій палей).

Розрахункові прольоти ростверку:

$$l_p = 1,05(l-d) = 1,05(0,75-0,25) = 0,525 \text{ (м)};$$

Зусилля у ростверку від граничних навантажень

Навантаження на рівні низу ростверку:

$$p = 925,4 + 2,8 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 1,1 = 979,3 \text{ (кН/п.м)}.$$

Момент інерції поперечного перерізу ростверку:

$$I_p = bh^3/12 = 2,0 \cdot 0,7^3/12 = 0,0572 \text{ (м}^4\text{)}.$$

Довжина півоснови епюри навантаження [8]:

$$a = 3,14 \sqrt[3]{\frac{E_p I_p}{E_{bric} b_{dric}}} = 3,14 \sqrt[3]{\frac{23 \cdot 10^3 \cdot 0,0572}{3900 \cdot 0,5}} = 2,75 \text{ (м)}.$$

Оскільки  $a = 2,75 \text{ м} > (l-d) = 0,5 \text{ м}$ , то внутрішні зусилля знаходимо за формулами

$$M_{оп} = -979,3 \cdot 0,525^2 / 12 = -22,5 \text{ (кНм)};$$

$$M_{пр} = 979,3 \cdot 0,525^2 / 24 = 11,3 \text{ (кНм)};$$

$$Q = 979,3 \cdot 0,525 / 2 = 257,1 \text{ (кН)}.$$

Розрахунок потрібної кількості арматури

1. Розрахунок міцності перерізів ростверку, нормальних до поздовжньої осі.

Для розтягнутої арматури в верхній частині ростверку (на опорі)

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{22,5}{8500 \cdot 2,0 \cdot (0,6)^2} = 0,00368 < B_R = 0,427;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{22,5}{365000 \cdot 0,995 \cdot 0,6} = 1,05 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 1,05 \text{ см}^2.$$

Для розтягнутої арматури в нижній частині ростверку (в прольоті)

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{11,3}{8500 \cdot 2,0 \cdot (0,2)^2} = 0,0166 < B_R = 0,427;$$

$$A_s = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{11,3}{365000 \cdot 0,99 \cdot 0,2} = 1,57 \cdot 10^{-4} (\text{м}^2) = 1,57 \text{ см}^2.$$

Приймаємо з конструктивних міркувань у верхній і нижній зоні по 4Ø10 A400C ( $A_s = 3,14 \text{ см}^2$ ).

2. Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поздовжньої осі ростверку.

Оскільки  $Q = 257,1 \text{ кН} < \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 750 \cdot 2,0 \cdot 0,6 = 540 \text{ (кН)}$ , то поперечне армування за розрахунком не потрібне.

Приймаємо для поперечного армування перерізу з конструктивних міркувань 4Ø8 A240C.

З конструктивних міркувань у балкових конструкціях висотою більше 450 мм крок поперечних стержнів на при опорних ділянках повинен бути не більше  $h/3 = 230 \text{ мм}$  і не більше 500 мм, на решті частині прольоту крок поперечних стержнів повинен бути не більше  $3h/4 = 525 \text{ мм}$  і не більше 500 мм.

Враховуючи часте розташування паль, приймаємо крок поперечних стержнів по всій довжині ростверку однаковим і рівним 200 мм.

3. Розрахунок міцності перерізів, нахилених до поперечної осі ростверку.

Оскільки  $Q = 83,5/0,75 + (738,5/2,8) \cdot 1,15 = 414,7 \text{ (кН)} > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,6 = 270,0 \text{ (кН)}$ , то розрахунок на дію поперечної сили потрібний.

Для елементів без поперечного армування повинна виконуватись умова [11]:

$$Q \leq Q_{b,u} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 750 \cdot 1,0 \cdot 0,6^2}{0,375} = 1080,0 (\text{кН}) > Q = 414,7 \text{ кН}.$$

Поперечна сила, що сприймається бетоном перерізу, при проекції нахиленої тріщини  $c = (1 - d)/2 = 0,75 - 0,25 - 0,125 = 0,375 \text{ (м)}$

Отже, міцність бетону достатня для перерізів, нахилених до поперечної осі.

### 4.2.3 Розрахунок підсилення фундаменту мілкого закладання палями за методикою кафедри ПЦБ ВНТУ (Блащук Н. В., Маєвська І. В.)

Виконаємо розрахунок потрібної кількості буроін'єкційних паль підсилення, підібраних у п. 4.2.2 за методикою норм, за методикою, запропонованою Блащук Н. В. та Маєвської І. В.

Буроін'єкційні палі підсилення діаметром 250 мм розміщені у два ряди з кроком 750 мм (рис. 4.11 – 4.13). Довжина паль 10 м.

1. Визначення ефекту сумісної роботи існуючого фундаменту і паль при його підсиленні за формулою (4.30):

$$\alpha = \left( \frac{1}{1 + \frac{\pi \cdot l^2 \cdot (f_0/E)}{(a \cdot b)}} \right) \cdot e^{-(l/d)^{0,75}/(a/d)} = \left( \frac{1}{1 + \frac{\pi \cdot 10^2 \cdot (5/16500)}{0,75 \cdot 1,5}} \right) \cdot e^{-(10/0,25)^{0,75}/(0,75/0,25)} =$$

$$= 0,00459$$

2. Визначення допустимого навантаження на групу паль за формулою (4.32). Допустиме навантаження на палю складає  $N = 142,3$  кН,

$$F_{паль} = n \cdot \zeta_n \cdot N = \frac{2}{0,75} \cdot 0,28 \cdot 1,3 \cdot 142,3 = 138,2 \text{ (кН / м)}.$$

3. Визначення допустимого навантаження на підсилений фундамент за формулами (4.33), (4.34):

$$F = F_{p0} + \frac{F_{паль}}{1 - \alpha} = 212,8 \cdot 2,8 + \frac{138,2}{1 - 0,00459} = 734,7 \text{ кН/п.м.}$$

$$R_0 = \frac{1,1 \times 1,0}{1,0} (0,84 \times 2,8 \times 1,0 \times 18,5 + 4,37 \times 0,52 \times 17,0 + 3,37 \times 1,1 \times 17,0 + 6,9 \times 7,0) =$$

$$= 212,8 \text{ (кПа)}.$$

4. Оскільки, несуча здатність підсиленого фундаменту менша, ніж величина зовнішнього навантаження на фундаменти,  $N_m = 976,2$  кН, то конструктивне рішення, прийняте за вимогами норм не є надійним. Це пов'язано з фактором неповного включення паль у роботу при кроці  $3d$ , що виявлено дослідженнями.

5. Збільшимо довжину паль до 20 м.

Тоді осереднене значення показника текучості ґрунтів по боковій поверхні палі складає

$$I_{L_{ср.}} = \frac{\sum I_{Li} h_i}{\sum h_i} = \frac{1,0 \cdot 2,4 + 0,2 \cdot 2,2 + 0,4 \cdot 15,4}{20,0} = 0,42.$$

Осереднене значення коефіцієнту умов роботи по боковій поверхні

$$\gamma_{cf,ср} = \frac{\sum \gamma_{cf,i} h_i}{\sum h_i} = \frac{0,8 \cdot 2,4 + 0,9 \cdot 2,2 + 0,8 \cdot 15,4}{20,0} = 0,81.$$

6. Визначимо несучу здатність і потрібну кількість паль на 1 п. м фундаменту [1]

### РОЗРАХУНОК ПОТРІБНОЇ КІЛЬКОСТІ ПАЛЬ

1. Сторона квадратної або діаметр круглої палі - 0,25
2. Діаметр уширення палі - 0,25
3. Показник текучості ґрунту під нижнім кінцем палі - 0,4
4. Осереджений показник текучості для ґрунтів від нижнього кінця палі до підшови ростверку - 0,42
5. Показник типу палі - 1
6. Показник типу ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
7. Глибина закладання нижнього кінця палі від рівня природнього рельєфу - 21,62
8. Глибина закладання підшови ростверку від рівня природнього рельєфу, м - 1,65
9. Розрахункове значення кута внутрішнього тертя для піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
10. Показник форми поперечного перерізу ствола палі - 1
11. Розрахункове значення питомої ваги піщаного ґрунту під нижнім кінцем палі з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
12. Осереджене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі, з урахуванням зважуючої дії води, кН/куб.м - 1
13. Коефіцієнт умов роботи палі - 1
14. Коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі - 1
15. Осереджений по шарах коефіцієнт умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі - 0,81
16. Розрахункове значення вертикальної сили, що діє на куц палі, N - 1080

Потрібна кількість палі - 2,90989346192919

Розрахунковий опір під нижнім кінцем палі - 1488,77540029741

Питомий опір ґрунту по боковій поверхні палі - 701,895400944178

Несуча здатність палі - 519,606652195981

Несуча здатність палі за результатами розрахунку  $F_d = 519,6$  кН, допустиме навантаження на палю

$$N = \frac{F_d}{\gamma_k} = \frac{519,6}{1,4} = 371,2 \text{ (кН)}.$$

7. Визначення ефекту сумісної роботи існуючого фундаменту і палі при його підсиленні за формулою (4.30):

$$\alpha = \left( \frac{1}{1 + \frac{\pi \cdot l^2 \cdot (f_0/E)}{(a \cdot b)}} \right) \cdot e^{-(l/d)^{0,75} / (a/d)} = \left( \frac{1}{1 + \frac{\pi \cdot 20^2 \cdot (5/16500)}{0,75 \cdot 1,5}} \right) \cdot e^{-(20/0,25)^{0,75} / (0,75/0,25)} =$$

$$= 0,0001.$$

8. Визначення допустимого навантаження на групу палі за формулою (4.32). Допустиме навантаження на палю складає  $N = 371,2$  кН,

$$F_{паль} = n \cdot \zeta_n \cdot N = \frac{2}{0,75} \cdot 0,28 \cdot 1,3 \cdot 371,2 = 380,2 \text{ (кН / м)}.$$

9. Визначення допустимого навантаження на підсилений фундамент за формулами (4.33), (4.34):

$$F = F_{p0} + \frac{F_{паль}}{1 - \alpha} = 212,8 \cdot 2,8 + \frac{380,2}{1 - 0,0001} = 976,1 \text{ кН/п.м.}$$

Отже при довжині 20 м і розміщенні палі в два ряди з кроком 0,75 м вони забезпечують потрібну несучу здатність.

## Питання для самоконтролю

1. Причини, що потребують підсилення і реконструкції фундаментів [2, 3, 24, 25].
2. Способи підсилення основ і фундаментів [24, 25].
3. Зміна умов передачі навантаження на ґрунт [3, 24, 25].
4. Підсилення фундаментів шляхом збільшення ширини підшви [19].
5. Врахування тривалої дії навантаження при підсиленні фундаментів [19].
6. Зміцнення тіла фундаменту [24, 25].
7. Способи пересаджування фундаментів на палі [19, 24, 25].
8. Улаштування фундаментів поблизу від існуючих будівель та споруд [2, 3, 24, 25].
9. Розрахунок буроін'єкційних паль підсилення [20].



## СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Проектування основ і фундаментів / [Ваганов І. І., Маєвська І. В., Попович М. М., Тітко О. В.]. – Вінниця : ВНТУ, 2003. – 132 с.
2. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: [підручник] / [Зоценко М. Л., Коваленко В. І., Яковлев А. В., Петраков О. О., Швець В. Б., Школа О. В., Біда С. В., Винников Ю. Л.]. – Полтава, 2003. – 446 с.
3. Проектирование фундаментов зданий и подземных сооружений: Учеб. Пособие / Под ред. Б. И. Далматова; [3-е изд.] – М. : Изд-во АСВ; СПб.: СПбГАСУ, 2006. – 428 с. – ISBN 5-93093-008-2.
4. Швецов Г. И. Инженерная геология, механика грунтов, основания и фундаменты [учеб. для вузов] / Г. И. Швецов. – М. : Высш.шк., 1987. – 296 с.
5. Основи і фундаменти будівель та споруд: ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 105 с. – (Національні стандарти України).
6. Пособие по проектированию оснований зданий и сооружений (к СНиП 2.02.01-83)/НИИОСП им. Герсеванова. – М. : Стройиздат, 1986. – 415 с.
7. Основи та фундаменти споруд: Зміна №1 ДБН В.2.1-10-2009. - [Чинний від 2011-07-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 55 с. – (Національні стандарти України).
8. Сваи и свайные фундаменты: [спр. Пособие ] / [Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев]. – К. : "Будівельник", 1977. – 256 с.
9. Основания, фундаменты и подземные сооружения / [М. И. Горбунов-Посадов, В. А. Ильичев, В. И. Крутов и др.]; под общ. ред. Е. А. Сорочана и Ю. Г. Трофименкова. – М. : Стройиздат, 1985. – 480 с. (Справочник проектировщика).
10. Основания и фундаменты: Справочник / [Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Госькова]; под ред. Г. И. Швецова. – М.: Высш. шк., 1991. – 383 с. – ISBN 5-06-001827-X.
11. Голышев А. Б. Железобетонные конструкции. Соппротивление железобетона. Т.1 / А. Б. Голышев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинський; под ред. А. Б. Голышева. – К. : Логос, 2001 – 420 с. – ISBN 966-581-297-1.
12. Голышев А. Б. Железобетонные конструкции. Стоительная механика железобетона. Т.2 / [ А. Б. Голышев, В. П. Полищук, В. Я. Бачинський; под ред. А. Б. Голышева. – К. : Логос, 2001 – 418 с. – ISBN 966-581-411-7.
13. Кириллов В. С. Основания и фундаменты. Учебник для автомобильно-дорожных вузов. – М. : Транспорт, 1980. – 392 с.
14. Проектування висотних житлових і громадських будинків. ДБН В.2.2-24:2009. – [Чинний від 2009-09-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 103 с. – (Національні стандарти України).

15. Рекомендации по проектированию и строительству щелевых фундаментов /НИИ оснований и подземных сооружений им. Н. М. Герсеванова Госстроя СССР. – М. : ПЭМ ВНИИИС Госстроя СССР, 1982. – 50 с.
16. Сорочан Е. А. Фундаменты промышленных зданий. – М. : Стройиздат, 1986. – 303 с.
17. Болдырев Г. Г. Устойчивость и деформируемость оснований анкерных фундаментов. – М. : Стройиздат, 1987. – 80 с.
18. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах. Частина II. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах: ДБН В.1.1-5-2000. – [Чинний від 2000-07-01]. – К. : Держбуд України, 2000. – 84 с. – (Національні стандарти України).
19. Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд: ДБН В.3.1-1-2002 [Чинний від 2002-01-02]. – К. : Держкомітет України з будівництва і архітектури, 2003. – 82 с. – (Національні стандарти України).
20. Підсилення фундаментів будівель та споруд, побудованих на лесових ґрунтах, буроін'єкційними палями. ВБН В.2.1-1-97. – [Чинний від 1998-05-01]. – К. : Укрмонтажспецбуд, 1997. – 42 с. – (Національні стандарти України).
21. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009 [Чинний від 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Національні стандарти України).
22. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування: ДСТУ Б В.2.6-156:2010 [Чинний від 2011-06-01]. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 118 с. – (Національні стандарти України).
23. Пособие по проектированию железобетонных ростверков свайных фундаментов под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 “Бетонные и железобетонные конструкции”)/ЦНИИпромзданий Госстроя СССР и НИИЖБ Госстроя СССР.- М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 52с.
24. Швец В. Б. Усиление и реконструкция фундаментов. / Швец В. Б., Феклин В.И., Гинзбург Л. К. - М. : Стройиздат, 1985. – 203 с.
25. Коновалов П. А. Основания и фундаменты реконструируемых зданий / П. А. Коновалов, В. П. Коновалов; 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Изд-тво АСВ, 2011. – 384 с. – ISBN 978-5-93093-799-2.
26. Розрахунок підсилення стрічкових фундаментів мілкового закладання палями / Блащук Н. В. // Будівельні конструкції. – К. : НДІБК. – 2011. – №75. Том 2. – С.132–139. – ISBN 978-966-1555-78-4.
27. Пособие по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений (к СНиП 2.03.01-84 и СНиП 2.02.01-83) / Ленпромстройпроект, НИИЖБ Госстроя СССР, НИИОСП Госстроя СССР. – М. : ЦИТП, 1978. – 76 с.

*Навчальне видання*

Основи і фундаменти:  
самостійна та індивідуальна робота студентів  
Ч. 2. Проектування основ і фундаментів у особливих  
грунтових умовах  
для студентів спеціальності  
”Промислове та цивільне будівництво”

Редактор І. Городенська  
Оригінал-макет підготовлено І. Маєвською

Підписано до друку 29.06.2017 р.  
Формат 29,7×42 ¼. Папір офсетний.  
Гарнітура Times New Roman.  
Ум. друк. арк. 5,64.  
Наклад 50 (1-й запуск 1-20) пр. Зам. № 2017-246.

Видавець та виготовлювач  
Вінницький національний технічний університет,  
інформаційний редакційно-видавничий центр.  
ВНТУ, ГНК, к. 114.  
Хмельницьке шосе, 95, м. Вінниця, 21021.  
Тел. (0432) 59-85-32, 59-87-38.  
press.vntu.edu.ua; e-mail: kivc.vntu@gmail.com  
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи  
серія ДК № 3516 від 01.07.2009 р