

МАНЬКО РОМАН ВІКТОРОВИЧ

ОБҐРУНТУВАННЯ ЗАСТОСУВАННЯ ОГОРОДЖУВАЛЬНОЇ  
КОНСТРУКЦІЇ «СТІНА В ҐРУНТІ» В УМОВАХ ЩІЛЬНОЇ  
МІСЬКОЇ ЗАБУДОВИ НА ПРОСАДНИХ ҐРУНТАХ

192 Будівництво та цивільна інженерія  
магістр

2018

## Реферат

Пояснювальна записка містить: 88 стор.; 44 рис.; 6 табл.; 29 використаних джерел.

**Об'єкт дослідження** - застосування огорожувальної фундаментної конструкції «стіна в ґрунті» на просадних ґрунтах, що дозволяє запобігти неприпустимі деформації фундаментів існуючих будівель при будівництві нових об'єктів.

**Мета досліджень** - визначення раціональних параметрів огорожувальних конструкцій, що попереджають небезпечні деформації фундаментів існуючих будівель при будівництві нових об'єктів.

**Ідея роботи** полягає у визначенні додаткових осідань фундаментів існуючих будівель від нового будівництва з урахуванням гірничо-геологічних умов і параметрів огорожувальних конструкцій.

**Предмет досліджень** - напружено деформованого стану ґрунтового масиву навколо системи «фундамент-охоронна конструкція».

Для досягнення мети вирішувалися наступні задачі:

- виконано аналіз умов застосування і технологи зведення захисної конструкції «стіна в ґрунті»;
- виконано аналіз досліджень фізичних властивостей лесових просадних ґрунтів;
- виконано огляд способів проектування основ і фундаментів на просадних ґрунтах;
- виконано обґрунтування спеціальних типів огорожувальних конструкцій на просадних ґрунтах;
- досліджено напружено-деформований стан ґрунтового масиву навколо системи «фундамент-охоронна конструкція» методом чисельного моделювання із застосуванням програмного продукту FLAC.

**Наукова новизна роботи** полягає у визначенні оптимальних раціональних параметрів огорожувальної конструкцій «стіна в ґрунті», що дозволяє

забезпечити стійкість фундаментів існуючих будівель при будівництві нових об'єктів в умовах щільної міської забудови з урахуванням просідання ґрунтів.

**Методи досліджень** - аналітичні, чисельні.

**Достовірність досліджень** підтверджується допустимими відхиленнями значень осідань будівель отриманих при чисельному моделюванні з встановленими нормативними значеннями максимальних осідань будівель.

**Практична цінність роботи.** Результати досліджень можуть бути використані при проектуванні будинків на просадних ґрунтах в умовах щільної міської забудови, з урахуванням застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті»

У роботі міститься чотири розділи.

У першому розглядається умови застосування несучої і огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті», представлена технологія зведення конструкції. Застосування способу «стіна в ґрунті» при спорудженні фундаментних конструкцій. Способи зведення. Переваги та недоліки технології зведення фундаментних конструкцій методом «стіна в ґрунті».

У другому розділі розглянуто зведення фундаментних конструкцій на просадних ґрунтах. Представлені характеристики просадних ґрунтів, поведінка їх у зволоженому стані. Виконано огляд методів проектування основ і фундаментів на просадних ґрунтах.

У третьому розділі представлено обґрунтування спеціальних типів огорожувальних конструкцій на просадних ґрунтах, обґрунтування застосування огорожувальних конструкції «стіна в ґрунті» на просадних ґрунтах, сучасні способи захисту розвитку нерівномірних осідань будівель розташованих на просадних ґрунтах.

У четвертому розділі виконано чисельне моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву навколо системи «фундамент-охоронна конструкція» з використання програмного продукту FLAC 7.0 2D. Моделювання виконувалося в шість етапів. За умови, що ґрунт знаходиться в природному і в зволоженому станах. Захисна конструкція «стіна в ґрунті»

знаходиться на відстані 3, 4, 5 м від існуючої будівлі в умовах природного стану ґрунту і у зволоженому. Представлено обґрунтування допустимих значень деформацій досліджуваних об'єктів.

*Ключові слова:* огорожувальна конструкція, «стіна в ґрунті», технологія зведення, фундаменти, просадні ґрунти, крен, напружено-деформований стан системи «фундамент-охоронна конструкція».

## ЗМІСТ

<b>Реферат</b>	3
<b>Зміст</b>	6
<b>Вступ</b>	8
<b>Розділ 1. Несуча і захисна конструкція «стіна в ґрунті»</b>	9
1.1. Технологія пристрою огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті»	10
1.2. Застосування методу «стіна в ґрунті» при спорудженні фундаментних конструкцій	12
1.3 Переваги і недоліки технології зведення фундаментних конструкцій методом «стіна в ґрунті»	13
<b>Висновки</b>	15
<b>Розділ 2. Зведення фундаментних конструкцій на просадних ґрунтах</b>	17
2.1. Характеристика просадних ґрунтів	17
2.1.1. Основні характеристики властивостей просідаючих ґрунтів	21
2.2. Дослідження фізичних властивостей лесових просадних ґрунтів	23
2.3. Деформаційні характеристики лесових просадних ґрунтів	25
2.3.1. Особливості компресійного випробування просадних ґрунтів	26
2.4. Проектування основ і фундаментів на просадних ґрунтах	29
2.4.1. Попереднє замочування лесових ґрунтів	30
2.4.2. Поверхневі ущільнення лесових ґрунтів	31
2.4.3. Глибинне ущільнення лесу ґрунтовими палями	32
2.4.4. Обладнання ґрунтових подушок	34
2.4.5. Силікати́зація лесових ґрунтів	35
2.4.6. Термічна обробка лесового ґрунту	36
<b>Висновки</b>	37
<b>Розділ 3. Обґрунтування спеціальних типів огорожуючих конструкцій на просадних ґрунтах</b>	38
3.1. Конструктивні заходи, здійснення традиційних способів будівництва на просадних ґрунтах	38
3.1.1. Спеціальні типи огорожувальних фундаментних конструкцій	39
3.2. Обґрунтування застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» на просадних ґрунтах	45
3.2.1. Форми деформацій будинків на просадних ґрунтах	46
3.3. Сучасні способи захисту розвитку нерівномірних осад будівель розташованих на просадних ґрунтах	48
<b>Висновки</b>	54
<b>Розділ 4. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву навколо системи «фундамент-охоронна конструкція»</b>	55
4.1. Принципи роботи програмного продукту FLAC 7.0 2D	56
4.1.1. Принципи взаємодії основи і споруди за допомогою інтерфейс елемента	57
4.2. Комп'ютерне моделювання стійкості будівель	59
4.3. Розрахунок осідання будівель без застосування стіни в ґрунті	61

4.4. Розрахунок стійкості будівель із застосуванням огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» в умовах природного стану просадних ґрунтів	69
4.5. Обґрунтування допустимих значень деформацій досліджуваних об'єктів	80
Висновки	82
<b>Висновки</b>	<b>83</b>
<b>Список використаної літератури</b>	<b>85</b>
<b>Додаток 1</b>	<b>87</b>

## Вступ

Тенденції мегаполісів до ущільнення забудови і раціоналізації використання вільного простору диктують свої умови. В останні роки стало актуальним будівництво будівель поблизу існуючих. Це стосується, перш за все, центральній частині міст, де отримало розвиток будівництво нових будинків між існуючими, багато з яких є пам'ятками архітектури. Часто під існуючими будівлями або біля них зводять підземні споруди або великі і складні будівлі. Подібне будівництво проблематично, оскільки необхідно забезпечити стійкість нової споруди і повне збереження конструкцій існуючих будівель. При ущільненні міської забудови існуючі будівлі отримують додаткову осадку. Причин додаткової осадки багато. Найбільш небезпечними є технологічні впливи і зміни напруженого стану основи сусідніх будівель [1].

При цьому в більшості випадків виникає проблема обмежених умов: фундаменти довколишніх будівель часто розташовуються впритул до будівельного майданчика, а стіни не дозволяють розгортати стріли кранів в потрібне положення [1].

При будівництві будівель і споруд в міських умовах багато проблем виникає з спорудою підземної частини - фундаментних конструкцій. Однією з найбільш поширених і перспективних технологій, що дозволяють безпечно будувати такі конструкції, є «стіна в ґрунті», яка була розроблена в Австрії. Основна проблема, що виникає при цьому, є забезпечення стійкості стіною траншеї, особливо в тому випадку, коли ґрунт є глинистими, а рівень підземних вод досить високий. Тому дослідження стійкості фундаментних конструкцій на ґрунтах в умовах щільної міської забудови є актуальною науково-технічною задачею, що має велике народногосподарське значення.

## **Розділ 1. Несуча огорожувальна конструкція «стіна і ґрунті»**

На початку п'ятдесятих років 20-го століття професори Федер і Грац винайшли метод виготовлення «стіни в ґрунті» без використання обсадних труб, а професор Лоренц запропонував метод виготовлення «стіни в ґрунті», застосовуваний в даний час [2].

Як показують результати дослідження, будівництво заглиблених споруд може бути ефективно здійснено у відкритому котловані, або методом «опускного колодязя», але частіше і найефективніше методом «стіна в ґрунті».

Спосіб «стіна в ґрунті» застосовується при зведенні підземних частин промислових, енергетичних і цивільних будинків, гідротехнічних, транспортних і комунальних інженерних споруд. Такий спосіб дає можливість влаштовувати фундаменти і підземні споруди практично будь-якої глибини від 4 м до 50 м і більше. Зазвичай глибина конструкцій обмежується можливостями застосовуваної землерийної машини. Ширина траншеї може бути 0,2-1,2 м, що також обмежується наявними в будівництві механізмами [2].

В Україні цим методом побудовано насосні станції для мереж водопроводу та каналізації, нафтопереробні заводи, атомні реактори, підземні переходи, гаражі, підвали висотних будівель і т.п. [3].

Метод «стіна в ґрунті» можна широко застосовувати в безпосередній близькості до діючих об'єктів, обсяг земляних робіт дуже малий, відсутня необхідність в відкачування води і зворотної засипки. Іноді «стіна в ґрунті» є єдиним варіантом будівництва: коли споруда в плані має великі розміри і складну конфігурацію; зводиться в складних кліматичних умовах; має незамкнений лінійний характер.

У вітчизняній практиці застосовують два типи стін, що зводяться способом «стіна в ґрунті»: пальові - утворені з суцільного ряду буро-набивних паль, і траншейні - утворені суцільною стіною з монолітного або збірного залізобетону [2].



## 1.1. Технологія пристрою огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті»

Спорудження «стіна в ґрунті» починається з пристрою збірної або монолітної форшахти, яка є направляючою для землерийних машин, опорою для підвішування армокаркасів, бетонітних труб, збірних залізобетонних панелей і т.п. і забезпечує стійкість стінок у верхній частині.

Уривка котловану окремими захватками. Відкопавши першу захватку, на всю глибину стіни по її торцях влаштовують обмежувачі, арматурний каркас і укладають бетонну суміш.

Потім переходять до захватки «через одну», а після її пристрою - до проміжної і т.д., в результаті виходить суцільна стіна (рис. 1.1).

Такий метод називається методом *послідовних захваток* або *секційним методом*.

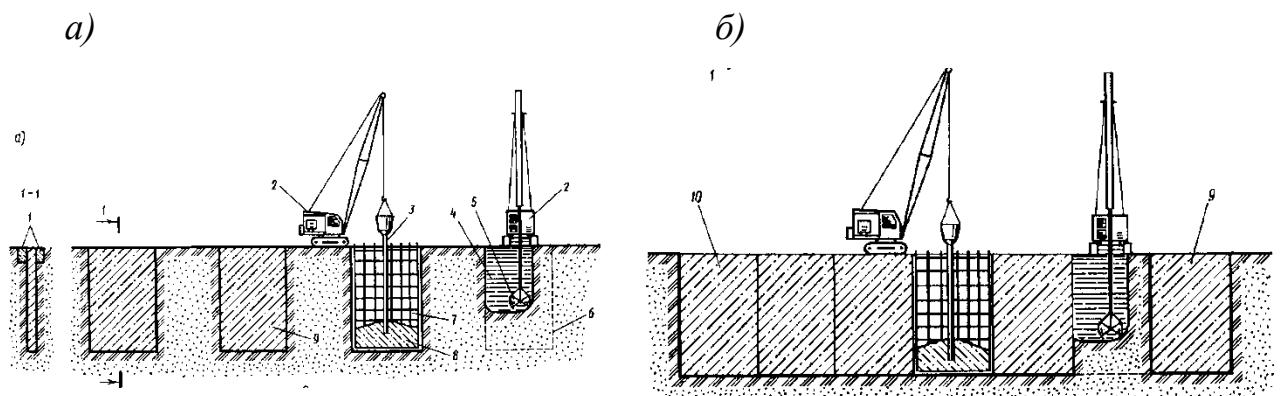


Рис. 1.1. Послідовність зведення «стіни в ґрунті»:

а - перша черга робіт; б - друга черга робіт; 1 - форшахти; 2 - базовий механізм; 3 - бетонолітна труба; 4 - глинистий розчин; 5 - грейфер; 6 - траншея під одну захватку; 7 - арматурний каркас; 8 - бетонна суміш; 9 - забетонована секція; 10 - готова «стіна в ґрунті»

Для утримання стін захватки проти обвалення в міру поглиблення в неї підливають тиксотропний глинистий розчин.

Для приготування глинистих розчинів використовують бентонітові глини (глина, яка містить великий відсоток монтморилоніту). Глинисті частинки

розчину не тільки змочуються водою, але вода проникає всередину кристала і глина розбухає, значно збільшуючись в обсязі. Монтморилоніт глини має властивість тиксотропії, тобто при динамічному впливі - це розчин, а при відсутності впливу через 4 ... 6 годин золь перетворюється в гель, що дозволяє утримувати стінки траншеї.

Рівень розчину повинен бути вище рівня підземних вод, щоб виключити фільтрацію води з ґрунту в траншею, також тиск від розчину повинно бути більше тиску навколишнього середовища ( $\xi \cdot \gamma z$ ) рис. 1.2.

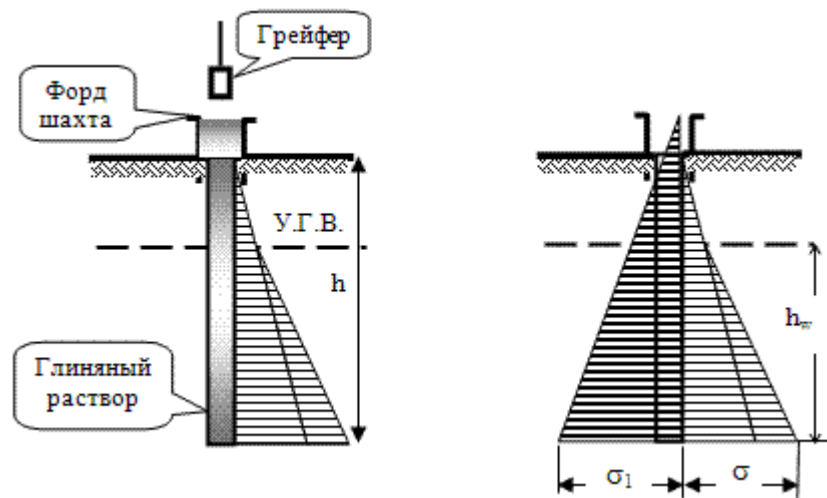


Рис. 1.2. Схема пристрою стіни в ґрунті з побудовою епюр бічного тиску ґрунту і бентонітової розчину глини на вертикальну стінку траншеї

Тиск від розчину монтмориллонитовій глини ( $\sigma_1$ ) має бути більше тиску навколишнього середовища ( $\sigma$ ). Для того щоб утримати тиск у гирлі траншеї застосовують форт шахту (металеву або залізобетонну). Форд шахта має висоту близько 1-1,5 м і заливається розчином до верху. В результаті в гирлі траншеї буде створено надлишковий тиск, що забезпечить стійкість стінки траншеї в цьому місці. Бічний тиск навколишнього середовища на вертикальну стінку траншеї в момент її граничної рівноваги, визначається виразом:

$$\sigma = \gamma h \operatorname{tg}^2 \left( 45 - \frac{\varphi}{2} \right) + \gamma_w h_w$$

де  $\gamma_w$  - об'ємна вага води;  $h_w$  - висота стовпу води у місці визначення  $\sigma$ .

Необхідна умова створення вертикальності стінок траншеї - це виконання нерівності  $\sigma_1 > \sigma$ .

Однак внизу траншеї ця умова не буде дотримуватися, тому рекомендується траншею відкопувати не на всю довжину, а по захваткам (довжиною не  $> 3\text{м}$ ).

Отримана стіна в ґрунті замикається в плані і створюється єдина конструкція. Ґрунт поступово вибирається в напрямку зверху вниз, з пристроєм дисків перекриттів - елементів жорсткості, що грають роль розпірок.

Після зведення «стіни в ґрунті» по всьому периметру споруди (тобто конструкція замикає в плані майбутню споруду) поетапно видаляють ґрунт з внутрішнього простору. При необхідності на кожному етапі по периметру влаштовують ґрунтові анкери або розпірки. Якщо кріплення не виробляють, то стійкість стіни при видаленні ґрунту забезпечується її закладенням у фундамент. Після повного видалення ґрунту з внутрішнього простору до проектної позначки зводять внутрішні конструкції.

## 1.2. Застосування методу «стіна в ґрунті» при спорудженні фундаментних конструкцій

Цей спосіб призначений для влаштування фундаментів і заглиблених в ґрунт споруд (рис. 1.4).

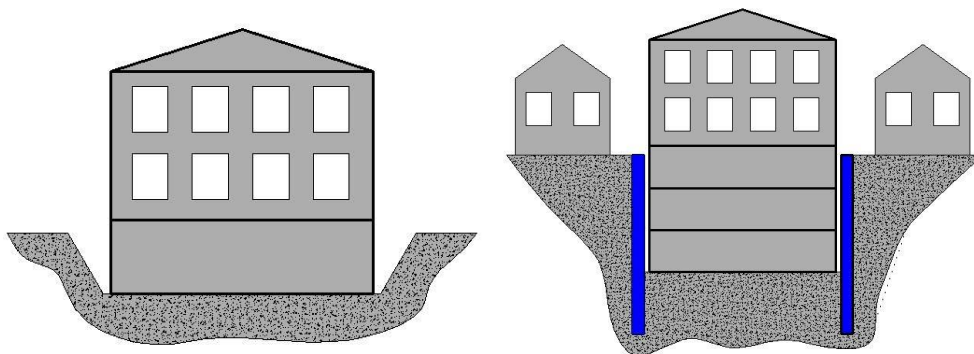


Рис. 1.4. Конструкції, що споруджені способом «стіна в ґрунті»:

Зведена таким чином стіна може служити конструктивним елементом фундаменту, огорожею котловану або стіною заглибленого приміщення.

«Стіни в ґрунті» зводять безпосередньо на місці будівництва. Форма «стін в ґрунті» і їх розміри визначаються призначенням цих конструкцій і застосовуваним для їх виготовлення обладнанням.

Товщина «стін в ґрунті», з яких споруджуються фундаменти, в основному коливається в межах 0,4-1 м, а їх глибина може досягати 20 м і навіть більше. «Стіни в ґрунті» можуть бути влаштовані різними способами: секущимися буровими палями; окремими секціями (захватками), споруджуються через одну; безперервної розробкою траншеї і заповненням її бетонною сумішшю і ін. Вибір способу пристрою залежить в основному від гідрогеологічних умов будівельного майданчика. При нестійких пливунних ґрунтах розробка довгих траншей небезпечна в зв'язку з можливістю їх опливання, тому у цих випадках доцільно застосування посічених бурових паль. У стійких ґрунтах можливе секційне або безперервне зведення «стін в ґрунті». У містах найбільшого поширення набув секційний спосіб.

Найбільш доцільно застосування «стін в ґрунті» в водонасичених ґрунтах при високому рівні підземних вод із заглибленням низу стін у водотривкий шар, а також при будівництві підземних споруд на глибині більше 6-10 м, коли побудова котлованів з водовідливом є важкоздійсненою або економічно невиправданою. Істотним достоїнством «стін в ґрунті» є також можливість їх пристрою поблизу існуючих будівель і споруд без пошкодження.

### **1.3 Переваги і недоліки технології зведення фундаментних конструкцій методом «стіна в ґрунті»**

Переваги фундаментів, що виконуються методом «стіна в ґрунті», полягає в наступному:

- значне скорочення земляних робіт, сприйняття великих навантажень, тому що навантаження передається на значну глибину на більш міцну і непорушену підставу, а також за рахунок використання в роботі сил тертя.

- усунення можливих деформацій фундаментів від осідань ґрунтів, так як стінками можна прорізати просадкові товщі основи.

- майже повна відсутність опалубних робіт.

- простота конструкції фундаменту.

- виробництво бетонних робіт без прогріву бетону в зимовий час, за винятком верхнього ярусу стіни.

- не потрібно зниження рівня ґрунтових вод, відсутність небезпеки проморожування основи при зимовому виконанні робіт.

### **Область застосування способу «стіна в ґрунті»:**

1. При будівництві підземних споруд в безпосередній близькості від існуючих споруд.

2. При наявності слабких водонасичених ґрунтів.

3. При наявності суфозійних процесів при водозниженні ґрунтових вод.

4. При наявності шарів ґрунту повністю водонасичених з великим коефіцієнтом фільтрації і наявністю постійного живильника ґрунтових вод (споруди в безпосередній близькості від водних басейнів).

5. При будівництві підземних споруд в суворих кліматичних умовах.

6. Для комплексів чорної металургії-відстійники окалини, маслоподвали, водоводи і різні закладення, скіпові ями доменних печей, підземні частини споруди установок безперервного розливання сталі, підвали коксоподачі, підземні частини силосів і бункерних споруд для зберігання сипучих матеріалів та інших споруд.

7. Для гірничо-збагачувальних комплексів споруди вагоноперекидачів, перевантажувальних вузлів.

8. Для легкої промисловості - підвальні приміщення ткацьких фабрик, рециркуляційні канали прядильних фабрик.

9. У гідротехнічному будівництві водозабірні споруди.

10. Пристрій фундаментів глибокого закладення будівель, опор мостів, зведення підпірних стінок, пристрій дренажних колекторів протизсувних споруд.

11. Підземні переїзди і переходи, станції і тунелі метро мілкового закладення, підземне автомагістралі, залізничні тунелі.

12. Для споруд, які мають в плані великі розміри і дуже складну конфігурацію.

14. Споруди має різну, ступінчасту або глибину закладення стін, що плавно змінюються по периметру.

15. Споруда є незамкнутою або лінійно-протяжною (діафрагма, підпірна стінка або галерея).

### **Спосіб «стіна в ґрунті» не може бути застосованим:**

1. При наявності великоуламкових ґрунтів з незаповненими пустотами між окремими каміннями, коли виключається можливість утворення екрана на стінах траншеї.

2. При наявності в ґрунті валунів, розміри яких більше 1/3 ширини ківшу машини.

3. При наявності текучих мулів і пливунних ґрунтів, що залягають у поверхні землі.

4. Наявність напірних вод з напором, що перевищує гідростатичний тиск розчину в траншеї, в результаті чого траншея працює як дренажна.

5. Великі значення швидкостей коефіцієнтів фільтрації підземних вод, при яких мають місце більші витoki глинистої суспензії, яка виключає можливість утворення екрана на стінках траншеї.

6. Негативним також в даному методі є застосування глинистого розчину для кріплення траншеї від обвалення. Глинистий розчин негативно впливає на якість залізобетону.

### **Висновки**

1. Представлена загальна інформація про несучу конструкцію, що огорожує «стіна в ґрунті».

2. Наведена технологія зведення «стіни в ґрунті».

4. Наведена область застосування технології «стіна в ґрунті».

5. Представлені гідності і недоліки технології «стіна в ґрунті».

Таким чином, підсумовуючи перший розділ, можна стверджувати, що використання технології «стіна в ґрунті» при зведенні різних підземних споруд в ряді випадків дозволяє скоротити терміни будівництва, знизити вартість і трудомісткість цих споруд, а також дозволяє, розширити можливості будівництва споруд в умовах обмеженого простору. Безсумнівно, є певні недоліки. Але вони настільки незначні і легко ліквідуються, що їх можна зневажити в догоду можливості вести будівельні роботи в умовах щільної міської забудови.

## **Розділ 2. Зведення фундаментних конструкцій на просадних ґрунтах**

### **2.1. Характеристика просадних ґрунтів**

Просадні ґрунти широко поширені в Південній і Північній Америці, новій Зеландії, Північній Африці, середньої Азії, в Європі і Азії. На Україні вони займають понад 70% території.

До просадних ґрунтів відносяться лесові, лесоподібні супіски, суглинки і глини, деякі види покривних суглинків і супісків, а також в окремих випадках дрібні і пилюваті піски з підвищеною структурною міцністю, насипні глинисті ґрунти, відходи промислових виробництв (колосниковий пил, зола і т.п.), попільні відкладення і ін.

Відмінна особливість просадних ґрунтів полягає в їх здатності в напруженому стані від власної ваги або зовнішнього навантаження від фундаменту при підвищенні вологості (замочуванні) давати додаткові опади, звані просадками.

Характерними зовнішніми ознаками лесових і лесоподібних порід є: видима неозброєним оком пористість, що обумовлена наявністю тонких, більш-менш вертикальних каналців; здатністю триматися вертикальними обривами значної висоти; світле забарвлення в сухому стані; наявність ходів дрібних тварин (кротовин); великі нерівномірні деформації (просадки) при зволоженні під дією ваги будівлі або тільки від дії власної ваги; суттєва зміна фізико-механічних властивостей під впливом вологи і напруженого стану рис. 2.1.

Лесові ґрунти входять в категорію глинистих. Він складається з однорідної пористої тонкозернистої породи жовтувато-палевого відтінку. У лесових ґрунтах переважають пилюваті частинки. Однією з основних характеристик лесу є наявність в ньому макропор, які сприяють глибокому проникненню води в ґрунт. Через низьку водостійкість в зв'язках між частинками, лесові ґрунти швидко розмокають і дають нерівномірні опади. Таким чином, якщо будівля зводиться на лесових підставах, необхідно оберегати ґрунт від намочання.





Рис. 2.1. Лесові ґрунти

Просадність ґрунтів обумовлюється особливостями процесу формування та існування товщі цих ґрунтів, в результаті чого вони знаходяться в нещільному стані. Неущільнений стан лесового ґрунту може зберігатися протягом всього періоду існування товщі, якщо не відбудеться підвищення вологості і навантаження. В цьому випадку може статися додаткове ущільнення ґрунту в нижніх шарах під дією його власної ваги. Але так як просадка залежить від величини навантаження, неущільнена товща лесових ґрунтів по відношенню до зовнішнього навантаження, що перевищує напруження від власної ваги ґрунту, збережеться. Можливість подальшого ущільнення лесового ґрунту, що знаходиться в нещільному стані від зовнішнього навантаження або власної ваги, при підвищенні вологості визначається співвідношенням зниження його міцності при зволоженні і величиною діючого навантаження. Недоущільнення ґрунтів виражається в їх низькому ступені щільності, яка характеризується об'ємною масою скелета в межах зазвичай 1,2-1,5 т/м<sup>3</sup>, пористість 0,6-0,45 і коефіцієнтом пористості 0,65-1,2. З глибиною ступінь щільності найчастіше підвищується.

Просадні ґрунти зазвичай характеризуються низькою природною вологістю, пилюватим складом, підвищеною структурної міцністю. Вологість їх в південних посушливих районах зазвичай становить всього лише 0,04 - 0,12, ступінь вологості 0,1-0,3, а в районах України 0,12-0,20 при ступені вологості 0,3-0,6.

Структурна міцність лесових і інших просадкових ґрунтів обумовлюється в основному цементаційним зчепленням.

При підвищенні вологості відбувається зниження міцності ґрунту. Як було встановлено Б.В. Дерягиним [5], тонкі плівки води можуть надавати розклинюючу дію, яка позначається одночасно з проникненням води в товщу ґрунту. Плівки води, граючи роль мастила, полегшують ковзання частинок і сприяють більш щільному їх укладанню під впливом тиску. Зчеплення зволоженого лесового ґрунту в цьому випадку буде визначатися тільки впливом сил молекулярного тяжіння, величина яких, залежить в основному від складу і ступеня щільності ґрунту.

Осідання ґрунту - це складний фізико-хімічний процес. Основним його проявом є ущільнення ґрунту за рахунок переміщення і більш компактного укладання окремих частинок, завдяки чому знижується загальна пористість ґрунту до стану, відповідного до чинного тиску. У зв'язку з підвищенням ступеня щільності ґрунту після просадки міцності його зростає. При подальшому збільшенні тиску процес ущільнення лесового ґрунту у водонасиченому стані триває, а разом з цим збільшується і його міцність.

Викладене вище показує, що необхідними умовами для прояву просідання ґрунту є:

а) наявність навантаження від власної ваги ґрунту або фундаменту, здатної при зволоженні долати сили зв'язності ґрунту;

б) достатнє зволоження, при якому в значній мірі знижується міцність ґрунту.

Під спільним впливом цих двох чинників і відбувається просадка ґрунту.

Характер протікання деформацій у часі на просадних ґрунтів визначається їх вологістю. У зв'язку з тим, що просідають ґрунтів зазвичай знаходиться в маловологому стані, деформація стиснення їх від зовнішнього навантаження відбувається протягом порівняно короткого часу. Осідання ґрунту, і осідання в водонасиченому стані протікають протягом більш тривалого часу, так як ці процеси пов'язані з фільтрацією води через товщу ґрунту.

*Специфічні властивості просадних ґрунтів:*

- вологість ґрунту в природному заляганні менше вологості на межі розкочування;

- коефіцієнт фільтрації не має постійного значення (в початковий момент просочування води він становить 1,0 м/добу і більше, а при сталому русі через той же ґрунт значення  $K_f$  знижується до 0,3 м/добу;

- маловологий ґрунт, що знаходиться в напруженому стані від тиску, переданого фундаментом і власною вагою або тільки власною вагою, при замочуванні ущільнюється, що призводить до додаткових осідань фундаменту або зниження відміток поверхні землі.

Осідання ґрунту при просочуванні води має такі закономірності:

- просадка походить від впливу води або водних розчинів, що містяться в ґрунті солями;

- просадка проявляється при деякому початковому тиску на ґрунт від зовнішнього навантаження або тільки від власної ваги вищого ґрунту.

Величина початкового тиску різна для ґрунтів, що зустрічаються в різних районах України, і її значення коливається в межах від 0,5 до 1 кг/см<sup>2</sup>. При тисках менших початкова просадка не проявляється.

Відповідно до БНіП 11-15-74 [6] ґрунтові умови будівельних майданчиків, підтоплення з урахуванням можливих ґрунтами, в залежності від можливості прояву просідання ґрунтів від власної ваги підрозділяють на два типи:

тип I - просадка проходить в основному в межі деформованої зони підстави  $S_{np}$  від навантаження фундаментів або іншої зовнішньої навантаження, а просадка від власної ваги ґрунту  $S$  практично відсутня або не перевищує 5 см;

тип II - можлива просадка ґрунту від власної ваги  $S$  відбувається переважно в нижній частині просідаючої товщі і перевищує 5 см, а при наявності зовнішнього навантаження можлива просадка  $S_{np}$ , що відбувається, крім цього, у верхній частині просідаючої товщі в межах деформованої зони.

### **2.1.1. Основні характеристики властивостей просідаючих ґрунтів**

До числа основних характеристик відносяться [3]:

- відносне просідання  $\varepsilon_{sl}$ ;
- початковий просадний тиск  $P_{sl}$ ;
- початкова просадних вологість  $w_{sl}$ .

*Відносне просідання визначається за результатами випробувань ґрунтів в компресійних приладах із замочуванням зразків.*

Відносне просідання залежить від тиску, ступеня щільності ґрунту природної вологості і його складу, ступеня підвищення вологості

$$\varepsilon_{sl} = \frac{h_p - h_{sl}}{h_g},$$

де  $h_p$  – застосовується при природній  $W$ , після замочування,

$h_{sl}$  - застосовується після замочування,

$h_g$  - застосовується при природній  $W$ , після обтиснення.

Ґрунт вважається просадними за умови  $\varepsilon_{sl} \gg 0,01$ .

*Початковий просадний тиск - являє собою мінімальний тиск від фундаменту або власної ваги ґрунту, при якому починає проявлятися при повному водонасиченні просадки ґрунту.*

Початковий просадний тиск - це тиск, при якому відносне просідання  $\varepsilon_{sl} = 0,01$ , тобто, при якому ґрунт є просадним.

$P_{sl}$  легко встановлюється з графіка залежності від тиску  $P$  (рис. 2.2, б).

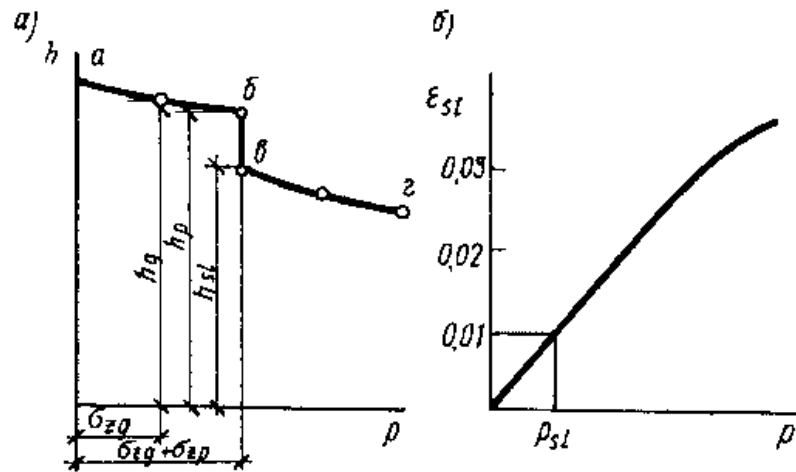


Рис. 2.2. Залежність деформацій (а) і відносної просадки (б) лесового ґрунту від нормального тиску: *аб* - практично прямолінійний ділянку представляє залежність опадів від тиску під подошвою фундаменту, *бв* - ділянку відповідний повної просідання ґрунту під навантаженням після замочування

Графік залежності від тиску  $P$  в свою чергу будується при випробуваннях зразків лесового ґрунту в компресійних випробуваннях з замочуванням при різних навантаженнях. Ця характеристика є дуже важливою при розрахунку осідань.

*За початкову просадність вологість за аналогією приймається вологість, при якій в умовах заданих тисків відносне просідання дорівнює 0,01.*

Просадного ґрунтів часто оцінюється показником просідання  $\Pi$ :

$$\Pi = \frac{(e_L - e)}{(1 + e)},$$

де  $e$  - коефіцієнт пористості ґрунту природної будови і вологості  $e_L$  - коефіцієнт пористості, відповідаючи вологості на межі текучості  $W_L$  що розраховується по формулі:

$$e_L = W_L \frac{\rho_s}{\rho_w},$$

де  $\rho_s$  і  $\rho_w$  - відповідно щільність твердих частинок і води.

Показник просідання є номенклатурним ознакою і лише визначає схильність ґрунту до осіданням, не дозволяючи достовірно дати величину можливої просадки ґрунту.

Явище просадки можна наочно представити у вигляді графіка залежності рис. 2.3.

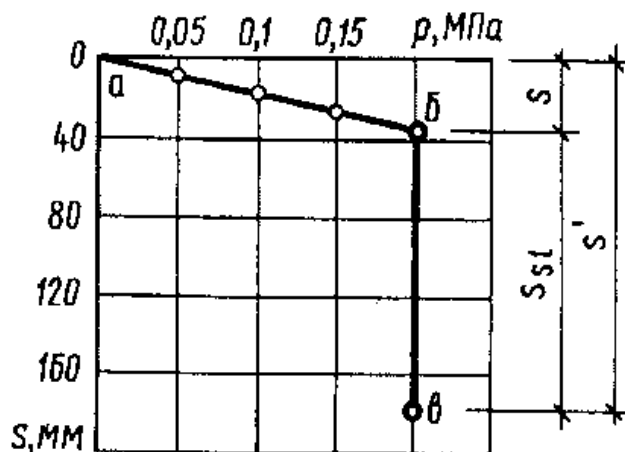


Рис. 2.3. Осадка фундаменту на лесових ґрунтах

Важливо відзначити, що якщо збільшення опадів пов'язано з ростом навантаження, то просадка розвивається при постійному навантаженні.

Повна деформація просадного підстави дорівнює сумі опади  $S$  при природній вологості ґрунту і просадки ґрунту при його замочуванні  $S' = S + S_{sl}$ .

## 2.2. Дослідження фізичних властивостей лесових просадних ґрунтів

Вивченню фізичних властивостей лесових просадних ґрунтів присвячено багато наукових досліджень [7-9]. На підставі цих досліджень встановлено, що питома вага часток лесових ґрунтів змінюється в широких межах залежно від мінералогічного складу. Величина питомої ваги частинок коливається від 2,51 до 2,84 г/см<sup>3</sup>, а для більшості лесових ґрунтів рівнинних районів - в межах 2,62-2,70 г/см<sup>3</sup>. Лесові ґрунти різного генетичного типу мають близькі значення питомої ваги. Ще в 1930-х роках [9] було встановлено, що питома вага лесових ґрунтів не є достовірною характеристикою механічних властивостей цих

ґрунтів, так як його величина суттєво залежить від вологості цього ґрунту. У зв'язку з цим було запропоновано в якості фізичної характеристики щільності лесового ґрунту використовувати величину питомої ваги сухого ґрунту. Багатьма видатними вченими було встановлено, що величина питомої ваги сухого ґрунту макропористістю лесових ґрунтів визначає ймовірну просідання лесового ґрунту («непряма ознака» по Ю.М. Абелеві). Макропористі лесові ґрунти, які характеризуються величиною питомої ваги сухого ґрунту менш  $1,55 \text{ г/см}^3$  і залягають вище підземних вод, зазвичай є просадними. Величина питомої ваги сухого ґрунту макропористістю лесових ґрунтів природного залягання змінюється в межах від  $1,88$  до  $1,89 \text{ г/см}^3$ .

Це пояснюється різним вмістом макропор в ґрунтах і ступенем засоленості лесових ґрунтів. Залежно від гідрогеологічних умов майданчиків вологість лесових просідаючих ґрунтів також змінюється в дуже широких межах. У більшості випадків макропористі лесові і лесоподібні ґрунти характеризуються малою вологістю, яка змінюється в межах від 6 до 11 %. У деяких місцях в залежності від рівня підземних вод вологість лесових просідаючих ґрунтів може бути на 5-7 % вище в порівнянні з природною вологістю таких же ґрунтів на аналогічних ділянках. Вологість верхніх лесових шарів на глибині до 3 м істотно змінюється в залежності від пори року і від атмосферних опадів. Вологість лесових ґрунтів на глибинах нижче 3 м не залежить від пори року і від атмосферних опадів, якщо немає постійних джерел замочування [10, 11]. Для макропористих лесових ґрунтів характерна наявність макропор, які досягають декількох міліметрів в діаметрі. За даними [12-14], макропори складають 6-8% загального обсягу пір. Сумарна пористість лесових ґрунтів дорівнює 30-66%. Для більшості лесових і лесоподібних суглинків пористість змінюється в межах 45-54 % [14].

Межа пластичності - вологість на межі розкочування і на кордоні плинності - є характеристиками хімічного складу ґрунтів, мінералогічного та гранулометричного складів ґрунтів, але не є характеристикою деформування або міцності ґрунтів з непорушеною структурою. Межа пластичності є

кількісною оцінкою для ґрунтів з порушеною структурою. Вологість на межі розкочування лесових ґрунтів дійсно є кордоном, при досягненні якої спостерігається різке зниження опору зрушенню ґрунтів і підвищення модуля загальної деформації ґрунтів. Однак інша межа пластичності - вологість на межі текучості - для лесових ґрунтів не є чіткою межею зміни характеристик міцності або стисливості. Значення вологості на межі розкочування для лесових зазвичай знаходиться в межах 12-18 %, а найчастіше складають 14-18 %. Для лесоподібних суглинків вологість на межі розкочування змінюється в межах 14-26 %. Величина вологості на межі текучості для лесових змінюється в основному від 22 до 24%. Для лесоподібних суглинків значення вологості на межі текучості має межі від 25 до 37% [9, 12].

### **2.3. Деформаційні характеристики лесових просадних ґрунтів**

При розрахунку фундаментів будівель і споруд за граничним станом, що улаштовуються на макропористих лесових ґрунтах використовуються деформаційні показники макропористі ґрунтів. Для більшості будівель і споруд при розрахунку основ і фундаментів необхідно мати характеристики деформації ґрунтів при природній вологості, при замочуванні і після замочування [7, 9, 12]. Проектування фундаментів і розрахунок напружено-деформованого стану ґрунтового масиву з макропористими лесовими ґрунтами проводяться з використанням теорії лінійно-деформованих середовищ. При цьому необхідно знати два параметри ґрунтової основи, якщо припустити, що воно складено з однорідних ізотропних макропористих лесових ґрунтів: модуль загальної деформації ґрунту  $E_0$  (лінійний модуль) і коефіцієнт бокового розширення ґрунту ( $\mu$ ) (коефіцієнта Пуассона). Замість цих параметрів ґрунту можна визначити модуль об'ємної деформації ґрунту, модуль зсуву, а замість коефіцієнта бокового розширення - коефіцієнт бокового тиску ґрунту. Для розрахунків деформації ґрунтової основи з лесових просадних ґрунтів використовується - значення лінійного модуля вертикальної деформації ґрунту



- модуль загальної деформації  $E_o$ , який визначається в лабораторних або польових умовах такими ж методиками, що і для інших глинистих ґрунтів за допомогою компресійних приладів [9].

Дослідженнями було встановлено, що значення модуля загальної деформації просадних лесових ґрантів істотно змінюється при зміні їх вологості. Результати дослідження товщі макропористих лесоподібних суглинків великими штампами (площею 5000 кв. см і більше) для різних значень вологості і пористості дозволили встановити змінюваність модуля загальної деформації при зміні вологості. При зміні вологості ґрунту від 6 до 30 % модуль загальної деформації змінюється від 32 до 4,5 МПа. На підставі великої кількості дослідів встановлено, що за результатами лабораторних і польових досліджень виходять різні значення модуля загальної деформації для одних і тих же ґрунтів однаковою вологості [9]. Тому при проектуванні основ і фундаментів відповідальних споруд проводяться польові дослідження ґрунтів для визначення значень модуля загальної деформації лесових ґрунтів при природній вологості і при водонасиченому стані.

### **2.3.1. Особливості компресійного випробування просадних ґрунтів**

Просадні властивості лесових ґрунтів полягають у тому, що коли осідання основи від ваги будівель і споруд практично повністю завершилися, то при замочуванні можуть виникнути додаткові деформації без додаткового навантаження.

Питання будівництва на цих ґрунтах представляє актуальну проблему. На даному етапі розглянемо лише компресійну залежність. Ця залежність також визначається шляхом випробувань в одометрах. Різниця полягає в тому, що після стабілізації деформацій зразок додатково замочують водою, після чого прикладається додаткове навантаження. В результаті випробувань крива має вигляд, зображений на рис. 2.4.

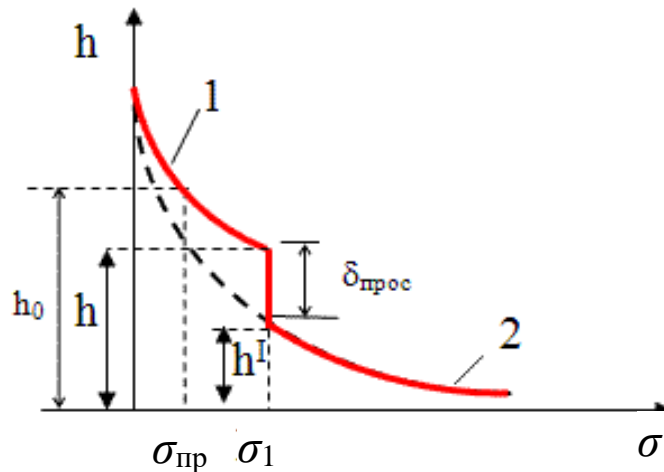


Рис. 2.4. Компресійна крива для просадного ґрунту до і після замочування: 1 - компресійна крива лесового ґрунту до замочування; 2 - теж після замочування водою

Відповідно до БНіП [6] - коефіцієнт відносної деформації просідання визначається наступним чином:

$$\delta_{np} = \frac{h - h'}{h_0},$$

де  $h$  - висота (см) зразка природної вологості обжато тиском  $P_1$  рівним тиску від всієї споруди і власної ваги вищого ґрунту;  $h'$  - висота (см) того ж зразка ґрунту після пропуску через нього води при збереженні тиску  $P_1$ ;  $h_0$  - висота (см) того ж зразка ґрунту природної вологості, обжато тиском рівним природному.

Якщо за результатами випробувань  $\delta_{np} < 0,01$  - то вважається, що ґрунт не осідаючий. Якщо  $\delta_{np} > 0,01$  - ґрунт осідаючий. У геологічних звітах зазвичай приносять графік  $\delta_{np} = f(p)$  рис. 2.5.

На представленому графіку (див. рис. 2.5)  $\sigma^H$  - початковий тиск, при перевищенні якого лесовий ґрунт стає просадними. Інтервал тиску  $0 - \sigma^H$  - лесовий ґрунт не осідаючих - зв'язок міцний.

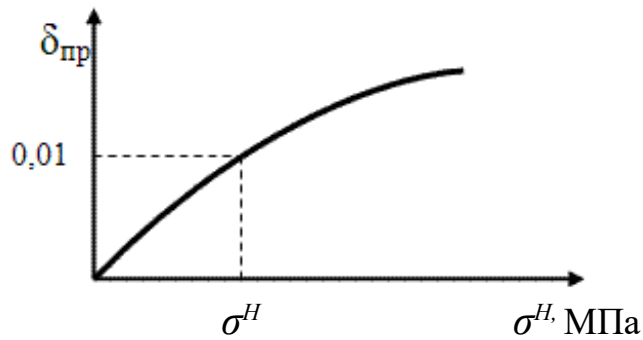


Рис. 2.5 Залежність коефіцієнту відносної деформації просідання від тиску

Оскільки тиск може мати безліч значень, а обсяг лабораторних робіт обмежений, допускається випробовувати по 3 ... 4 проби з кожного зразка з замочуванням відповідно під тиском 1, 2, 3 і 4 кг/см<sup>2</sup>.

Правильне визначення характеристик просідання лесових ґрунтів і використання їх при розрахунку основ будівель і споруд за деформаціями має першорядне значення.

Багато промислових і цивільних споруд, запроектовані з урахуванням положень цього методу, успішно експлуатуються на лесових ґрунтах різної товщини шару [9].

#### 2.4. Проектування основ і фундаментів на просадних ґрунтах

При попередній оцінці до просадними (за чинним БНіП 2.02.01- 83) відносять ґрунти зі ступенем вологості  $Sr \leq 0,8$  і показником просідання  $\Pi$ , меншим 0,10, при числі пластичності ґрунту  $0,01 \leq IL < 0,10$  меншим 0,17 при  $0,10 \leq IL < 0,14$  і меншим 0,24 при  $0,14 \leq IL < 0,22$ .

При проектуванні основ і фундаментів на просадних ґрунтах враховується можливість підвищення їх вологості внаслідок:

- замочування ґрунтів - зверху з зовнішніх джерел або знизу при підйомі рівня ґрунтових вод;

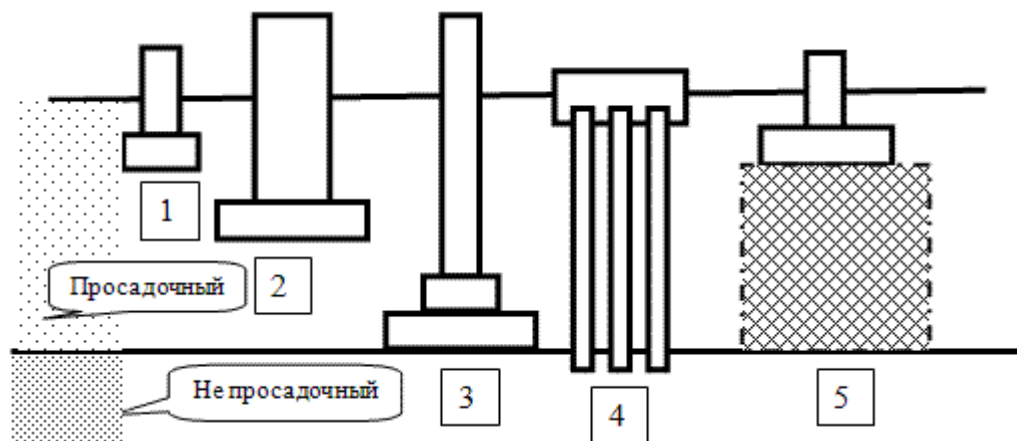
- поступового накопичення вологи в ґрунті в зв'язку з інфільтрацією поверхневих вод і екрануванням поверхні;
- одночасного замочування ґрунтів зверху і поступового накопичення вологи в ґрунті.

При проектуванні фундаментів слід дотримуватися такого порядку:

1. Оцінка інженерно-геологічних умов.
2. Визначення опади + просадки і порівняння отриманих величин з граничною величиною опади для споруджуваного споруди:  $S_{пр} + S \leq S_u$ .

При дотриманні цієї умови - розрахунок звичайний.

Якщо вище наведене умова не дотримується, то прагнуть змінити глибину закладення фундаменту або змінити конструктивне рішення по влаштуванню фундаменту відповідно до, нижче наведеної схемою (див. рис. 2.6):



- Рис. 2.6. Варіанти можливого вибору глибини закладення фундаментів в лесових (просадних) ґрунтах: 1 - якщо фундамент мілкого закладення отримує  $S_{пр} + S > S_u$ , то збільшують глибину закладення фундаменту; 2 - фундамент з більшою глибиною закладення (меншою просідаючої товщею під подошвою); 3 - фундамент глибокого закладення (опора подошви на непросадочний ґрунт); 4 - прорезка просадного ґрунту палями (необхідно враховувати від'ємне тертя); 5 - стисливу зону під фундаментом штучно робимо непросадних

Інші заходи, виконуються згідно БНіП [15]:

- дренаж навколо споруди (підвищені вимоги);

- прокладка інженерних комунікацій за схемою труба в трубі (зниження ризику замочування лесового ґрунту в разі можливого протікання);
- підвищені вимоги до планування території, що забудовується (розташування споруд з підвищеним ризиком витоків води - водонапірних веж в понижених місцях) (див. рис. 2.7);
- різні заходи, що зменшують можливість замочування ґрунту під фундаментами (розширена вимощення навколо будівлі, підвищений ухил від будівлі соматичних інженерних трубопроводів і т.д.).



Рис. 2.7. Варіанти застосування різних інженерних заходів щодо зниження можливості розвитку просадки в лесових підставах

Застосування того чи іншого заходу щодо зниження або припинення просідання лесового ґрунту, визначається ще на стадії проектування.

Усунення просідання лесових ґрунтів є однією з радикальних заходів, що здійснюються на різних стадіях будівництва і експлуатації вже деформованих споруд.

#### 2.4.1. Попереднє замочування лесових ґрунтів

Часто на стадії будівництва споруди виконують попереднє замочування лесового підстави. Зазвичай роботи проводяться в наступній послідовності (див. рис. 2.8):

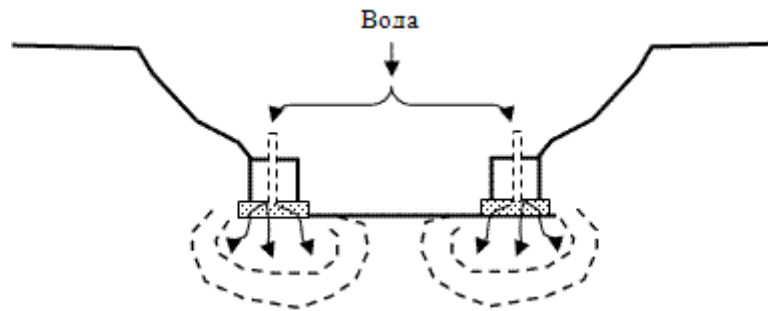


Рис. 2.8. Схема виконання робіт за попередньою замочуванням лесового підстави - усунення його просідання

Відривається котлован до заданої позначки заглиблення.

В основі споруди (під подушкою фундаменту) укладають піщаний шар (до 20 см).

Перші ряди фундаментних блоків зводять в сухому котловані.

У проміжки між блоками закладаються водопропускні трубки.

Проводиться бічна засипка, потім в шар піску по трубах подається вода.

Вода, проникаючи в лесових підставу, викликає його просідання.

Укладаються такі ряди блоків фундаментів, які своєю вагою і вагою бічної засипки, ущільнюють зволожений лес. В результаті після зведення «нульового» циклу, в основі буде знаходитися не просадчика грунт.

Опади (просадки) споруди в будівельний період не є небезпечними, так як завжди можуть бути легко вирівняні при виробництві подальших робіт.

#### **2.4.2. Поверхнєві ущільнення лесових ґрунтів**

Поверхнєве ущільнення трамбовками в період виконання земляних робіт цілком ефективно, оскільки лес, маючи в своєму складі великі пори, легко ущільнюється (зменшується кількість пор), рис. 2.9.

Поверхнєве ущільнення трамбовками створює в підставі непросадний шар ґрунту, який подовжує шлях воді до просідання товщі.

В результаті домагаються тільки часткового ефекту усунення просідання, шляхом прорізки верхньої зони (відкопування котловану) і ущільненням підстави, тим самим зменшуємо  $\delta_{пр}$ .

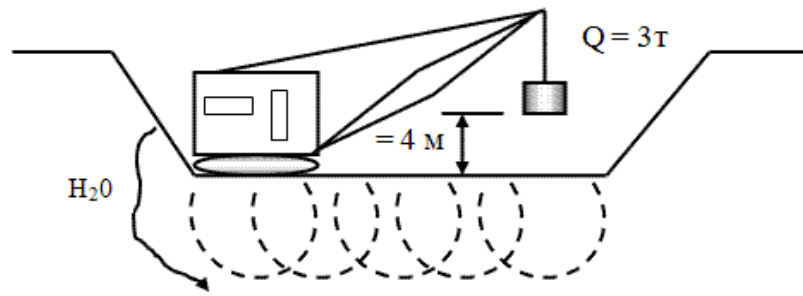


Рис. 2.9. Схема усунення просідання лесового ґрунту методом поверхневого ущільнення

Недоліки цього методу: 1. дпр - усувається частково. 2. У зимових умовах не застосовується.

### 2.4.3. Глибинне ущільнення лесу ґрунтовими палями

У разі необхідності усунення просідання лесового ґрунту на велику глибину, використовується метод ущільнення підстави пристроєм ґрунтових паль (піщані палі робити не можна, тому що вони будуть дренувати воду).

Технологія виготовлення ґрунтових паль полягає в наступному, рис. 2.10.

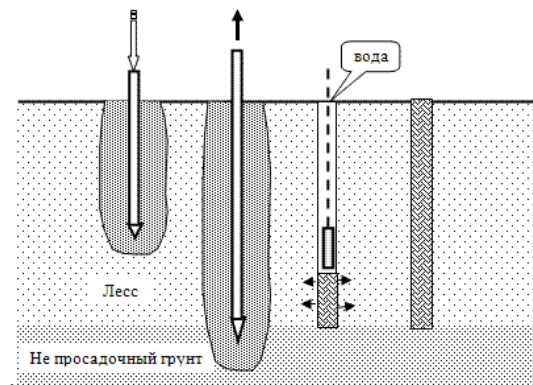


Рис. 2.10. Схема технологічної послідовності виконання ґрунтових паль для ущільнення верхньої товщі лесової основи

З поверхні ґрунту забивають металеві палі (труби з закритим кінцем) - відбувається часткове ущільнення ґрунту і усунення просідання лесу, розташованого вздовж труби.

Труби виймають. У свердловину трамбується той же (навколишній) ґрунт з невеликою кількістю води.

Оскільки довжина труби вибирається з умови проходки лесовому просідаючої товщі, то в результаті отримують ґрунтову палю, що спирається своїм кінцем на непросадний ґрунт.

Палі повинні повністю прорізати просадними товщу і спиратися на підстилають ґрунти підвищеної складності і НС (щільні глинисті ґрунти, гравій, щільні піски).

Неповна прорізка просадних ґрунтів палями допускається лише в тих випадках, якщо розрахункові деформації не перевищують допустимих величин.

Несуча здатність палей в ґрунтах визначають, як правило, шляхом статичних випробувань, можливо скористатися також і даними статичного зондування. В обох випадках перед початком випробувань ґрунт замочують до повного водонасичення.

Як варіант пристрою ґрунтових палей, може бути застосований метод пристрою порожнини в ґрунті за допомогою вибухових речовин (ВВ), рис. 2.11.

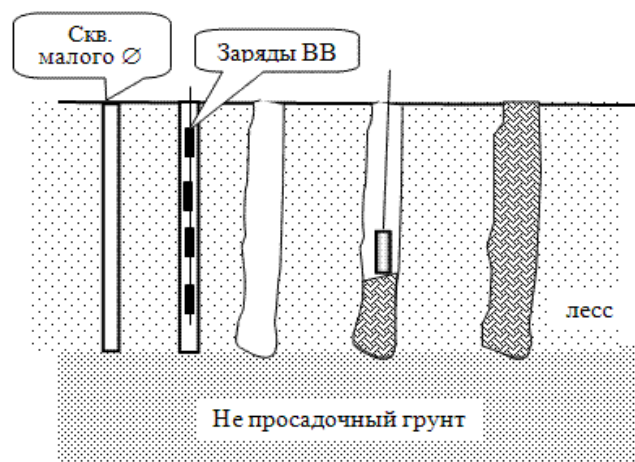


Рис. 2.11. Схема технологічної послідовності виконання ґрунтових палей для ущільнення верхньої товщі лесової основи з використанням енергії вибуху

Цей варіант в два рази дешевше першого, але тут необхідно використовувати ВВ (тобто спеціальні організації - додатковий субпідрядник). Застосування даного способу влаштування палей (в цілях зняття динамічного впливу від вибухів) можливо тільки на майданчиках віддалених від зведених будівель.



#### 2.4.4. Обладнання ґрунтових подушок

Усунути просідання лесового ґрунту можна завдяки використанню ґрунтових подушок з непросадного ґрунту (рис. 2.12).

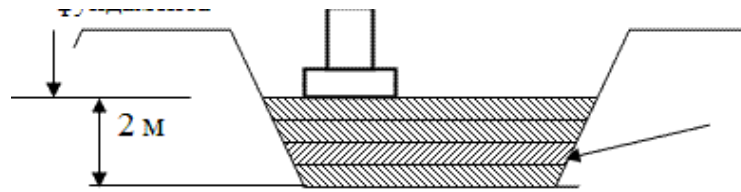


Рис. 2.12. Схема усунення просідання лесового ґрунту пристроєм ґрунтових подушок

В цьому випадку котлован під проектоване спорудження, див. рис. 2.12 викопується в основі нижче (до 2 м) відмітки закладання підшви фундаменту.

Вийнятий ґрунт пошарово (по 0,5 м) укладається в котлован з ущільненням кожного шару катками до щільності сухого ґрунту ( $\gamma_d$ ) не менше  $16,5 \text{ кН/м}^3$ . В результаті під підшвою фундаменту створюється ґрунтова подушка з непросадного ґрунту, на яку і встановлюється фундамент.

Спосіб цей простий і досить дешевий, іноді його комбінують з ущільненням трамбовками.

#### 2.4.5. Силікатизація лесових ґрунтів

Силікатизація як метод усунення просідання лесового ґрунту, використовується в основному для усунення аварійних ситуацій для експлуатованих споруд.

У лесових ґрунтах застосовують метод силікатизації (див. штучні основи).

Цей метод дорогий,  $1 \text{ м}^3$  закріпленого ґрунту - коштує майже також як бетон - тому його застосовують в основному в аварійних випадках.

Приклад класичного застосування силікатизації був в Одесі, в середині минулого століття. Існуючий «Оперний театр» м. Одеси, побудований на лесових підставах, в результаті їх зволоження періодично просідав. Провели

силікатизація за 2 роки - зміцнили ґрунт, забезпечивши його стабільне існування.

#### 2.4.6. Термічна обробка лесового ґрунту

Термічна обробка (випал) як метод усунення просідання лесового ґрунту, використовується також в основному для усунення аварійних ситуацій для експлуатованих споруд.

Дослідженнями встановлено, що при температурі  $t = 400 \text{ }^\circ\text{C}$  – лесовий ґрунт втрачає свої просадні властивості (деяка аналогія з випалюванням цегли).

Існує кілька методів випалу лесу, найбільш придатний з них - це «Харківський метод».

Впровадження цього способу почалося з однієї аварії в г. Запорозьке на «коксохімічний завод» (30-ті роки минулого століття). Турбіна на заводі дала текти, замочила Лесове підставу, в результаті сталася нерівномірне осідання (див. рис. 2.13). Ремонт і виправлення вимагали зупинку заводу на 1,5 місяці.

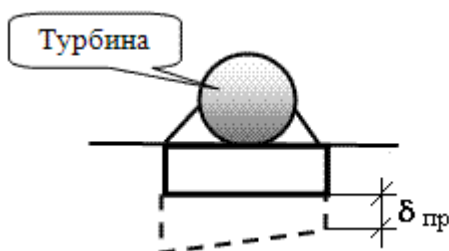


Рис. 2.13. Приклад розвитку просадки в лесових підставі під діючої турбіною

У той час вперше був запропонований новий спосіб, який за 8 днів повністю припинив деформації турбіни. Технологічна послідовність операцій здійснювалася в наступній послідовності (див. рисунок 2.14):

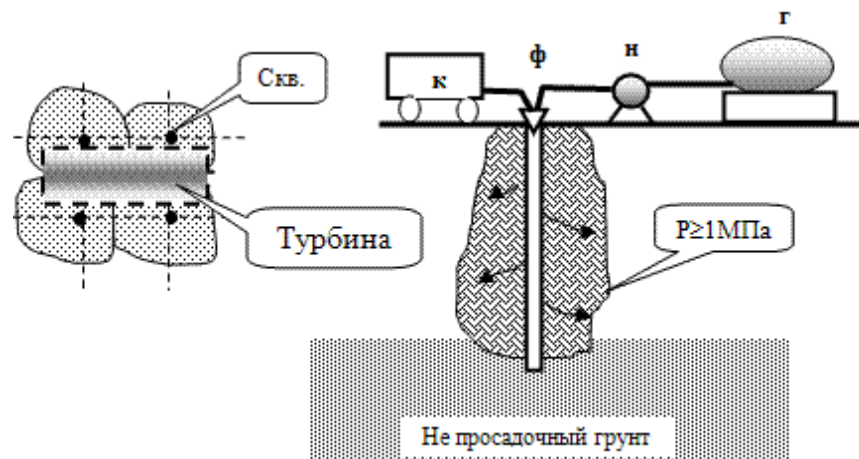


Рис. 2.14. Технологічна схема термічної обробки лесового підстави - усунення просідання: К - компресор; Ф - форсунка; Н - насос; Г - пальне (гас, солярка)

Уздовж деформованої ділянки турбіни були пробурені 4 свердловини глибиною на всю просадними товщу. Подальший порядок виконання робіт полягав у наступному:

- в гирлі свердловини поміщали форсунку;
- через форсунку насосом подавали пальне з повітрям.
- в гирлі свердловини підпалювали факел, який протягом часу створював в лесових ґрунтах обпалений стовп.

При горінні факела, температура в гирлі свердловини становила  $> 1000^\circ\text{C}$ . При такій температурі, приблизно через тиждень утворюється міцний ( $P \geq 1 \text{ МПа}$ ), обпалений масив діаметром до 3 м, з граничною температурою  $400^\circ\text{C}$ .

Створені в результаті випалення лесового ґрунту, міцні ґрунтові стовпи, з'явилися надійною опорою деформованої турбіни, яка за допомогою домкратів була виправлена і пущена в експлуатацію.

## Висновки

В даному розділі представлений матеріал, що характеризує властивості просадних ґрунтів і його деформаційні характеристики.

Розглянуто питання проектування основ і фундаментів на просадних ґрунтах. Викладений матеріал містить заходи щодо поліпшення будівельних властивостей просадних ґрунтів, які досягаються їх ущільненням або закріпленням, пристроєм ґрунтових подушок і т.д.

Найбільш ефективними способами щодо поліпшення будівельних властивостей просадних ґрунтів є: ущільнення важкими трамбівками; пристрій ґрунтових подушок; двошарове ущільнення; установка фундаменту у вигляді пірамідальних паль і забивних блоків; поверхнєве ущільнення підводними вибухами; ущільнення попереднім замочуванням; ущільнення основ свердловин; застосування методу силікатизації або термоопіка; прорізка просадних ґрунтів, палювих фундаментом.

Доцільно застосування забивних і, особливо, конічних і пірамідальних паль, а також набивних паль в пробитих або отриманих шляхом ущільнення ґрунтів вибухами зарядів в свердловинах.

### **Розділ 3. Обґрунтування спеціальних типів огорожувальних конструкцій на просадних грантах**

Важливість проектування і зведення будівель і споруд на просадних ґрунтах визначається широким розповсюдженням цих ґрунтів і, як правило, в районах найбільш інтенсивного будівництва, неминучим підвищенням вартості будівництва є іноді неприпустиме осідання та крен в конструкціях будівель і споруд при недостатньо повному врахуванню деформацій, що виникли в ґрунтах.

#### **3.1. Конструктивні заходи, здійснення традиційних способів будівництва на просадних ґрунтах**

В першу чергу при проектуванні основ і фундаментів будинків на просадних ґрунтах враховують можливість їх замочування та виникнення просадних деформацій.

Надійність і нормальна експлуатація будівель досягається за рахунок застосування одного з наступних принципів:

Здійснення комплексу заходів, що включає підготовку основи, (в водозахисні і конструктивні заходи входять: компоновка генплану; планування територій, що будуть забудовані; пристрій під будівлями маловодопроникних екранів; якісна засипка водонепроникних котлованів і траншей; пристрій навколо будівель водонепроникних відмосток; відведення аварійних вод за межі будівель і в зливостічну мережу).

Конструктивні заходи, здійснення традиційних способів підготовки будівель, для будівництва, в особливих ґрунтових умовах.

Для жорстких будівель:

- це розрізання будівель осадовими швами на відсіки;
- пристрій залізо-бетонних поясів і армованих швів;

- посилення фундаментно-підвальної частини шляхом застосування монолітних або збірно-монолітних фундаментів.

Для піддатливих і гнучких будівель:

- заходи щодо додаткового збільшення податливості (введення гнучких зв'язків, підвищення площі обпирання);

- територія, що забезпечує нормальну експлуатацію будівель при можливих, нерівномірних осіданнях.

При будівництві на просадних ґрунтах крім загальноприйнятих для звичайних умов рішень потрібне проведення комплексу спеціальних заходів, які враховують їх особливі властивості.

Ці заходи поділяються на чотири групи:

1 група: заходи, що вживаються для виключення несприятливих впливів на ґрунти.

2 група: способи штучного поліпшення структурних властивостей підстав, за допомогою яких нейтралізуються наслідки впливу несприятливих чинників.

3 група: конструктивні заходи, що знижують чутливість будівель до нерівномірних деформацій підстави.

4 група: застосування спеціальних типів огорожувальних фундаментних конструкцій.

### **3.1.1. Спеціальні типи огорожувальних фундаментних конструкцій**

В умовах сучасного ритму життя, розвитку технологій і в умовах щільної міської забудови освоєння підземного простору може, вважатися в світовому масштабі одним з найважливіших і напрямків в цивільному і промисловому будівництві, що динамічно розвиваються [16].

Особливо широко будівництво підземних і заглиблених споруд ведеться на територіях великих міст і мегаполісів. Основними факторами, що сприяють необхідності використання підземного простору міст, є як нестача вільних

територій в умовах історично сформованих забудов, так і вимоги розвитку міської інфраструктури.

На даний час підземний простір міст використовується не тільки для розміщення інженерних комунікацій і об'єктів транспортного будівництва, але також для будівництва комплексів громадсько-побутового призначення, багатопверхових підземних гаражів і стоянок, підприємств торгівлі, приміщень заглиблених частин житлових та офісних будівель.

Об'єкти міського підземного будівництва підрозділяються на протяжні (лінійні), компактні і суміщені.

До лінійних споруд відносяться: транспортні тунелі, споруди метрополітену, пішохідні тунелі, колектори інженерних комунікацій, гідротехнічні колектори.

Компактні об'єкти підземного будівництва мають співвідношення розмірів в плані менше 5 і включають: підземні частини будівель, гаражі-стоянки, суспільно-побутові комплекси, споруди цивільної оборони, камери інженерних комунікацій, підземні резервуари, очисні споруди тощо.

Поєднаний тип - це суспільно-побутові комплекси, що розміщуються в міському підземному просторі, що об'єднуються з об'єктами транспортної інфраструктури.

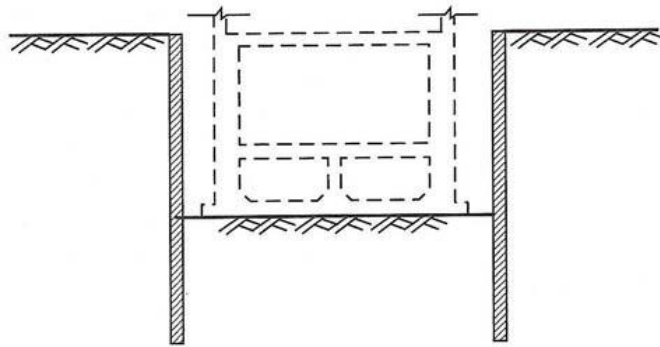
Конструктивні рішення підземних і заглиблених споруд, а також способи їх влаштування залежать від об'ємно-планувальних рішень, їх призначення, глибини залягання, інженерно-геологічних умов, кліматичних і сейсмічних умов будівництва, навантажень на поверхні, наявності будівель і споруд, що розташовані близько. За способом будівництва підземні споруди поділяються на закриті, відкриті і напівзакриті.

Більшість підземних і заглиблених міських об'єктів цивільного призначення малих глибин закладання слід влаштовувати відкритим або напівзакритим способом в котлованах.

Технічні можливості для зростання глибини проєктованих котлованів і збільшення кількості підземних поверхів в даний час стримуються такими факторами як: економічна доцільність, комфортність перебування в підземних приміщеннях, вплив на навколишню забудову і гідрогеологічні умови. На території пострадянського простору максимальна глибина котлованів, проєктованих в міських умовах, як правило, не перевищує 25-30 м, а кількість підземних поверхів - п'яти-шести [16].

Будівництво підземних споруд відкритим способом може здійснюватися як в котлованах без кріплення, борти яких сформовані під кутом природного укосу ґрунту, так і в котлованах, підкріплених огорожувальними конструкціями (рис. 3.1).

а)



б)

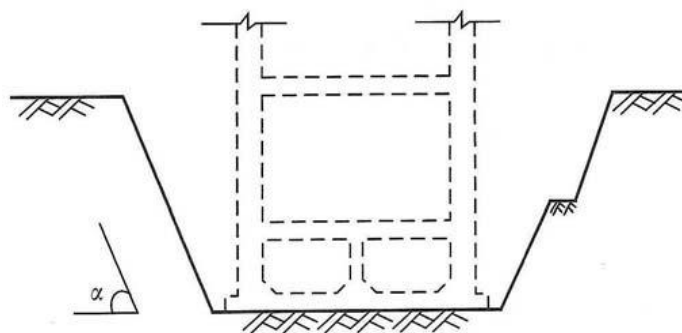


Рис. 3.1 Схема будівництва в котловані:

а) з укосами; б) з огорожею



Побудова котлованів в укосах є найбільш простим і, більш економічним рішенням, однак застосування цього способу зустрічає безліч обмежень, особливо в умовах обмеженої міської забудови: обмеження необхідної глибини котловану. При збільшенні глибини закладення слід робити більш пологі схили, які займають площу і обсяги вийнятого з котловану ґрунту, що робить цей спосіб недоцільним або неможливим в силу обмеженості майданчика. Істотно ускладнюють застосування цього методу підземні води, так як стає необхідним використання будівельного водозниження. Тому котловани в схилах зазвичай влаштовуються в умовах відсутності забудови при глибокому заляганні рівня підземних вод [16].

Іншою технологією влаштування підземних споруд в котлованах є будівництво способом опускного колодязя. Даний метод будівництва передбачає пристрій на поверхні або в котловані конструкції колодязя, відкритого зверху і знизу.

Під час вилучення ґрунту усередині колодязя конструкція занурюється в ґрунт під дією власної ваги або додаткового навантаження. У міру занурення стіни колодязя можуть нарощуватися. Після занурення колодязя до проектної глибини влаштовується днище, гідроізоляція і виконуються конструкції всередині колодязя. Колодязі влаштовуються, як правило, круглими в плані (див. рис. 3.2), хоча можлива й інша їх форма.



Рис. 3.2 Занурення збірно-монолітного опускного колодязя

Конструкція опускних колодязів виконується з монолітного, збірного або збірно-монолітного залізобетону. Діаметр опускних колодязів може становити від декількох метрів до декількох десятків метрів. Найбільша споруда в світі, побудована способом опускного колодязя, знаходиться в Росії - Головна насосна станція в селищі Ольгине має діаметр 66 м і глибину занурення 70 м. Спосіб знайшов своє застосування переважно для будівництва інженерних споруд: стовбурів шахт, підземних камер, резервуарів і насосних станцій. У міських умовах поблизу забудови занурення колодязів в даний час виконують вкрай рідко зважаючи на можливість розвитку осадок існуючих будівель при зустрічі в процесі робіт в ґрунтах, наявності слабких і водонасичених ґрунтів.

Будівництво підземних споруд в умовах міста, коли будівельний майданчик обмежений будівлями і спорудами, підземними комунікаціями, дорогами і об'єктами благоустрою, повинно виконуватися не тільки з урахуванням вимог будівельних норм і правил до надійності споруджуваних об'єктів, але також з урахуванням вимог мінімізації впливу на існуючі будови і геологічне середовище. В умовах обмеженого простору в переважній більшості випадків котловани проектується з використанням огорожувальних конструкцій [16].

Огорожа котловану повинна поєднувати в собі такі основні функції:

- сприймати бічний тиск ґрунту;
- бути протифільтраційною завісою і сприймати гідростатичний тиск підземних вод;
- при необхідності сприймати вертикальні навантаження;
- мінімізувати вплив котловану на навколишню забудову. Найбільш повно поєднанню всіх цих функцій відповідають конструкції, що влаштовуються способом «стіна в ґрунті».

Технологія будівництва огорожень котлованів і фундаментів будівель способом «стіна в ґрунті» представлено в розділі 1, даної дипломної роботи. Послідовність робіт по влаштуванню «стіни в ґрунті» показана на рис. 3.3, а. Після зведення огорож, тобто замикання контуру в підставі створюється залізобетонна стіна, яка служить надійною огорожею котловану (див. рис. 3.3, б).

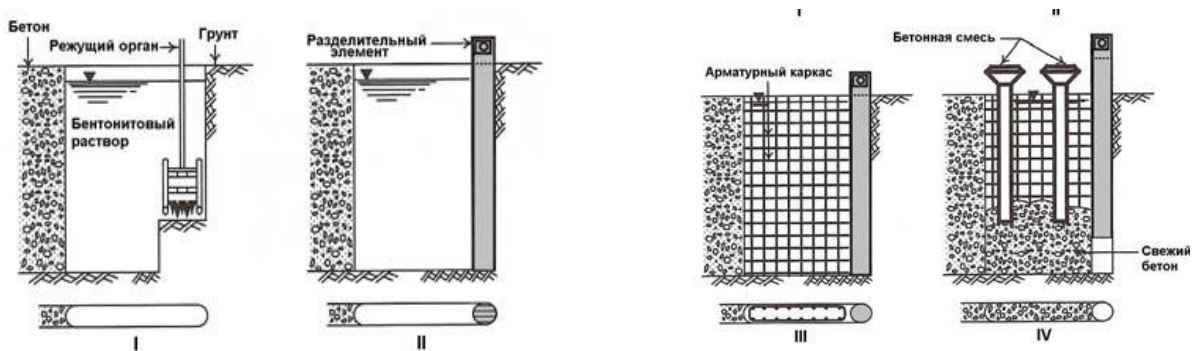


Рис. 3.3 Послідовність пристрою «стіни в ґрунті» - (а);

Монолітна «стіна в ґрунті» Турецького торгового центру в Замоскворіччя -

(б)

«Стіна в ґрунті» в сучасних умовах є найбільш універсальною конструкцією, яка використовується в підземному будівництві для влаштування огорожі котлованів і захисту від підземних вод.

Устаткування провідних світових виробників здатне влаштовувати траншейні стіни глибиною до 70 м і шириною від 400 до 1200 мм.

Сучасні механізми для пристрою «стіни в ґрунті» дозволяють працювати навіть при дуже обмеженому висотному розмірі, наприклад під прольотами мостів. Пристрій траншейних «стін в ґрунті» в міських умовах все ж має ряд обмежень, пов'язаних в першу чергу з можливістю догляду бентонітового розчину в порожнині в техногенних відкладеннях, і макропористістю ґрунтів. Небезпечним є також проникнення глинистої суспензії в інженерні комунікації при їх близькому розташуванні.

Застосування методу «стіна в ґрунті» забезпечує зниження кошторисної вартості будівництва заглиблених споруд до 25 %, підпірних стін і огорож до 50 %, протифільтраційних діафрагм до 65 % в порівнянні зі звичайними проектними рішеннями.

Основними факторами, що визначають ефективність застосування нового методу будівництва, є: зменшення обсягів земляних робіт внаслідок зменшення розмірів котлованів; скорочення обсягів залізобетонних робіт в зв'язку з відповідним характером впливу зовнішніх сил на стіни підземної споруди; зменшення обсягів або повне виключення робіт з водопониження; повне виключення шпунтових огорожень; скорочення термінів будівництва. В результаті скорочення обсягів і трудомісткості робіт досягається значний економічний ефект [17].

### **3.2. Обґрунтування застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» на просадних ґрунтах**

До просадних відносять ґрунти, які, перебуваючи під навантаженням від власної ваги і зовнішнього тиску, дають при замочуванні додаткові великі опади, викликані порушеннями їх структурних зав'язків [18].

Визначення нерівномірних осад фундаменту однієї і тієї ж будівлі або споруди називається різницею абсолютних осад цих фундаментів, оскільки вони мають різні розміри, форму, глибину залягання, навантаження і пригрузки; впливом напружень ґрунту в основі сусідніх фундаментів, а також різної за величиною і часу протікання стисливості (неоднорідності) ґрунту під ними.

Причиною нерівномірного осідання (крен, перекіс, вигин і т.д.) фундаменту може бути як позацентрово навантаження, так і відмінність в стисливості ґрунту основи в межах контуру подошви будівлі і споруди.

Деформації основ будівель і споруд на просадних ґрунтах визначаються підсумовуванням осад і просадок [19, 20] Приймається, що нерівномірні деформації ґрунтів в основі відбуваються тільки при місцевому їх замочуванні внаслідок осідання в межах деформованої зони в залежності від завантаження фундаментів і частково власної ваги ґрунту [21].

Одним з інженерних рішень, що забезпечують стійкість та експлуатаційну надійність проєктованих споруд, є технологія «стіна в ґрунті». Технологія «стіна в ґрунті» отримала широке поширення при вирішенні складних завдань в галузі підземного будівництва [22, 23].

### **3.2.1. Форми деформацій будинків на просадних ґрунтах**

Перш ніж приступати до проєктування основ і фундаментів, необхідно уважно вивчити конструктивну схему будівлі і особливості фізико-механічних властивостей ґрунтів на будівельному майданчику. На основі такого вивчення оцінюється жорсткість будівлі, специфіка передачі навантажень на ґрунти основ і проводиться попередня оцінка характеру можливих деформацій [24].

У гнучких і жорстких масивних спорудах нерівномірність основ мало впливає на роботу конструкцій, необхідно тільки, щоб значення кінцевої

осадки не перевищувало гранично допустимого, яке визначається умовами БНіП.

У спорудах кінцевої жорсткості необхідно враховувати нерівномірність осідання, яка призводить до перерозподілу зусиль в ґрунтах основ і конструкціях всієї споруди.

Нерівномірні осідання викликають погіршення умов експлуатації обладнання і всієї будівлі в цілому, а також поява в окремих несучих і огорожувальних конструкціях додаткових зусиль. Тому значення нерівномірного осідання строго обмежується будівельними нормами не тільки виходячи з умов експлуатації, але і з урахуванням умов міцності і стійкості споруд.

Залежно від жорсткості і характеру розвитку нерівномірних осідань в будівлях і спорудах можуть виникнути такі види деформацій: прогин, вигин, крен, перекіс, кручення і горизонтальні зміщення.

Прогин, або вигин, будівель і споруд виникає при вигині підшви суцільної фундаментної плити або стрічкового фундаменту в результаті нерівномірної піддатливості основи (рисунок 3.4, а, б).

Розглянуті форми деформації утворюються в будівлях великої протяжності. Залежно від ґрунтових умов в одному і тому ж спорудженні на різних ділянках може виникнути прогин і вигин. В однакових ґрунтових умовах при збільшенні жорсткості будівлі відбувається підвищення додаткових зусиль в конструкціях, що приводить до зменшення прогину або вигину, при меншій жорсткості відбувається зворотне явище - інтенсивність додаткових зусиль, що виникають в результаті перерозподілу, знижується, а деформація збільшується.

При прогині вигнута поверхня обернена опуклістю вниз, а найбільш небезпечна зона деформацій розтягнення знаходиться у верхній частині споруди; при вигинаючи, навпаки, опуклість звернена вгору і небезпечна зона знаходиться у верхній частині будівлі.

Крен, або поворот, щодо вертикальної вісі (рисунок 3.4, в, г) відбувається в результаті несиметричного (позацентрального) навантаження. При симетричному навантаженні крен можливий при нерівномірному розподілі властивостей ґрунтів під подошвою фундаменту в результаті несиметричного нашарування. Крен є найбільш небезпечним для високих будівель і споруд (водонапірних веж, димових труб, антенних споруд, багатоповерхових будівель), так як в результаті зсуву центру тяжіння виникає додатковий перекидаючий момент, що сприяє, в свою чергу, подальшому наростанню крену, що в кінцевому результаті може викликати руйнування споруди [24].

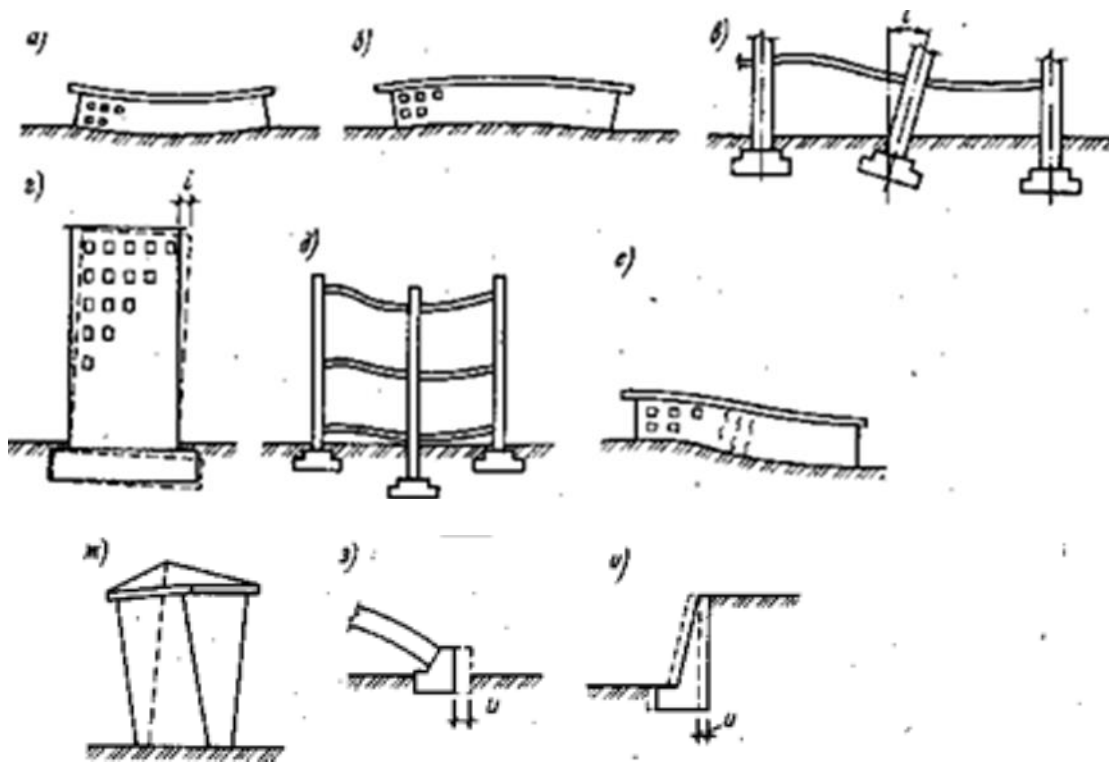


Рисунок 3.4. Форми деформацій споруд

Крен окремих фундаментів в складі всієї будівлі при обмеженні горизонтальних деформацій, обумовлених наявністю перекриттів (рис. 3.4, д), викликає появу додаткових зусиль в несучих конструкціях (колонах, стінах, перекриттях і ін.), які необхідно враховувати при проектуванні.

Перекіс (рис. 3.4, д, е) утворюється при нерівномірних опадах, що відбуваються на ділянках невеликої довжини при збереженні щодо рівномірних вертикальних осад під усім будинком.

Кручення виникає при різних кренах споруди по його довжині або якщо крен розвивається в різні боки в двох сусідніх перетинах споруди (рис. 3.4, ж). При такій формі деформування додаткові зусилля в конструкціях утворюються у вертикальній (стіни, колони та ін.) і горизонтальній площинах. Елементи перекриттів, наприклад, відчувають вигин в горизонтальному напрямку.

Горизонтальні зміщення можливі в фундаментах, на які спираються конструкції, що передають значні горизонтальні зусилля від розпору (рис. 3.4, з).

### **3.3. Сучасні способи захисту розвитку нерівномірних осад будівель розташованих на просадних ґрунтах**

*Необхідність посилення фундаменту.* Основи будинків і підземні конструкції з часом фізично зношуються в результаті впливу техногенних і природних факторів, тому посилення фундаменту є важливою частиною капітального ремонту. Матеріали фундаментів обводнюються, вивітрюються і піддаються вилуговуванню. Дерев'яні елементи (ростверки, лежня, палі) розкладаються, металеві конструкції піддаються корозії.

В результаті нерівномірної деформації ґрунтів в кладці підстав виникають тріщини. Неприпустимий рівень зносу може привести до аварійних ситуацій. Тому може виникнути необхідність посилити фундамент.

Ґрунти в ході експлуатації можуть отримати деформації (просадки, опади, провали). Це призводить до появи тріщин в стінах, кренів і прогинів, зносу споруд і втрати стійкості. Методи посилення різноманітні і залежать від безлічі факторів.

Основні фактори зносу і розвитку деформацій є техногенними та природними.

Техногенним чинником зносу є нерівномірне осідання у вигляді процесу тривалого ущільнення ґрунтів через вплив навантаження від маси будівлі.



До нерівномірного осідання фундаментів може призвести підробіток території - будівництво закритим способом підземних споруд (каналізаційні колектори, метрополітени). Наприклад, вулиці, двори, будівлі над тунелями метро осідають на 5-6 см на рік, над станціями - на 7-10 см, під ескалаторних тунелями - на 30-40 см і більше.

При облаштуванні дренажів, зливової і загальносплавної каналізації відбувається штучне зниження рівня ґрунтових вод. Це дає збільшення зони аерації, що призводить до осушення і загнивання дерев'яних елементів (ростверки, лежня, палі). Внаслідок цього підстави дають велику нерівномірне осідання.

При підвищенні рівня ґрунтових вод основи обводняються. Лесові ґрунти піддаються просіданням, пухкі піски доущільнюються, розвивається хімічна суфозія мінералів, відбувається утворення провалів через обвалення склепін карстових порожнин. Один з видів посилення фундаментів на просадних ґрунтах, це посилення гвинтовими палями (рис. 3.5).

Надбудова будівель істотно збільшує навантаження і часто перевищує розрахунковий опір основи. Це викликає втрату стійкості фундаменту або осадку, пошкодження конструкцій, підвищення загального зносу будівель. Щоб не допустити цього, потрібно посилити фундамент.

Прорив водогону призводить до розмиву ґрунту, що викликає утворення каверн і проміїн в місцях введення комунікацій в будівлю, небезпечних деформацій стін.

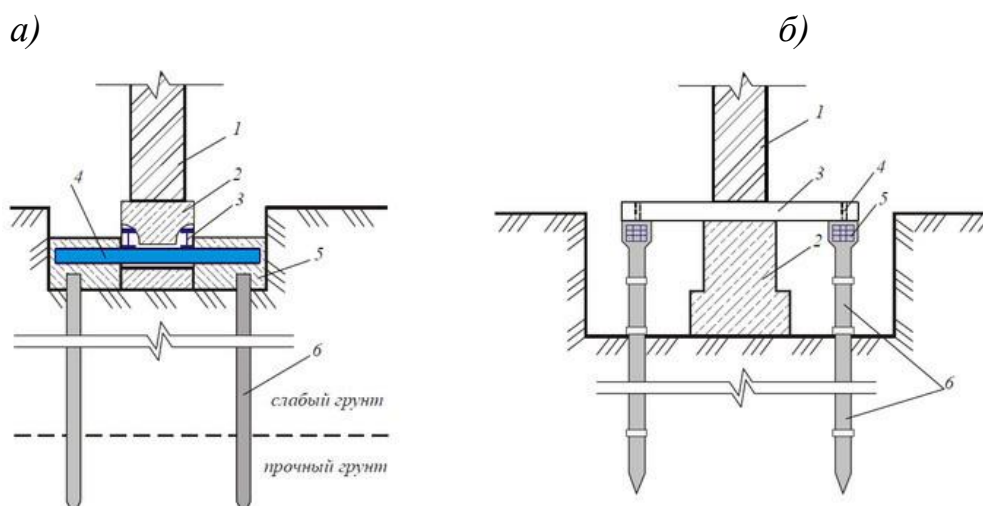


Рис. 3.5. Схеми посилення фундаментів:

а) за допомогою виносних паль: 1 – стіна; 2 – фундамент; 3 – поздовжня балка; 4 – поперечна балка; 5 – залізобетоний пояс (ростверк); 6 – палі

б) за допомогою металевих паль, що задавлюються: 1 – стіна; 2 – фундамент; 3 – монолітна залізобетонна балка; 4 – отвір для подачі бетонної суміші; 5 – армокаркас; 6 – металеві трубчаті палі

Транспорт, промислові установки, будівельні механізми надають вібраційний вплив на будівлі. Вібрація призводить до ущільнення пісків або втрати стійкості підстави через розрідження водонасиченого ґрунту.

Природними факторами зносу є: деформації зсувних схилів; вивітрювання гірських порід матеріалів фундаментів; землетрусу; підмив основ будівель, розташованих на берегах морів, річок, водосховищ; вітрова ерозія основи. У цих випадках як правило, застосовується посилення фундаменту методом ін'єктування (рис. 3.6).

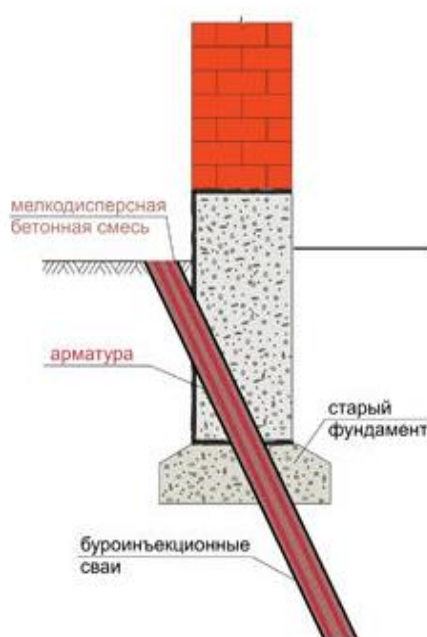


Рис. 3.6. Посилення фундаменту методом ін'єктування

Випадки при яких виникає необхідність посилити основи.

При небезпечному розвитку деформацій ґрунтів і знос основ. У такому випадку потрібно провести посилення і закріплення ґрунтів основи. Подібна проблема виникає при реновації пам'яток архітектури та освіті пошкодження конструкцій заселених будинків з ризиком виникнення аварій.

При збільшенні навантаження на основу в ході здійснення надбудови, модернізації масивного обладнання.

При підвищенні глибини підвалів і підземних частин будівлі

При будівництві на сусідніх ділянках. Тут потрібно превентивне закріплення фундаменту для зниження додаткового осідання.

До проектування підсилення необхідно провести роботи по обстеженню стану надземних конструкцій і старого фундаменту, інженерно-геологічні вишукування. Способи посилення залежать від результатів досліджень.

Для стародавніх будинків ситуація ускладнюється відсутністю креслень підстав. Наприклад, в XIX столітті і раніше вибір типу підстав, форми, глибини залягання, матеріалу здійснювався самим підрядником. У той час зазвичай спиралися на місцеві традиції і віковий досвід.

У цих умовах інформація про фундаменти, ґрунти несучого шару, гідроізоляції підземних частин може бути отримана шляхом відкопування шурфів з однієї або обох сторін до підшови фундаментів. У деяких випадках доводиться робити досить глибокі шурфи до 3-4 м.

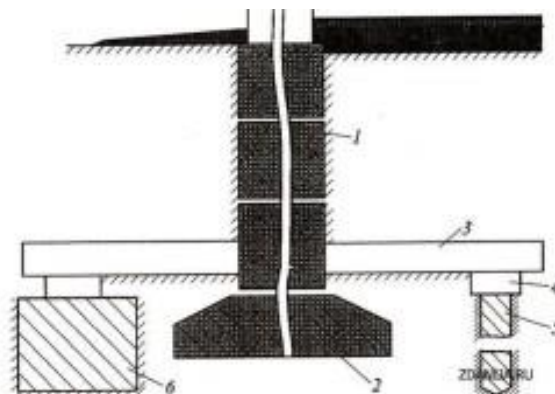


Рис. 3.7 Схема  
фундаменту шляхом

посилення  
передачі

## навантаження на додаткові опори

Після розтину робляться обміри, на основі яких виконуються креслення, встановлюється вид матеріалу і розчину, відбираються зразки ґрунту і матеріалів з-під підшви для дослідження.

Кращі результати виходять вибурюванням з тіла фундаментів циліндричних зразків (керн) для випробувань на міцність в лабораторних умовах. Буріння виявляє наявність дерев'яних і інших палів і ростверків, положення їх вістря.

Основні ознаки неприпустимих небезпечних деформацій основ будинків: характерні тріщини в стінах (міжвіконних перемичках, простінках, цегляних склепіннях міжповерхових перекриттів); зміна форми коробки будинку, яка встановлюється висотної зйомкою обріза фундаменту або цоколя; відхилення стін від вертикалі; перекося сходових маршів; зрушення перекриттів.

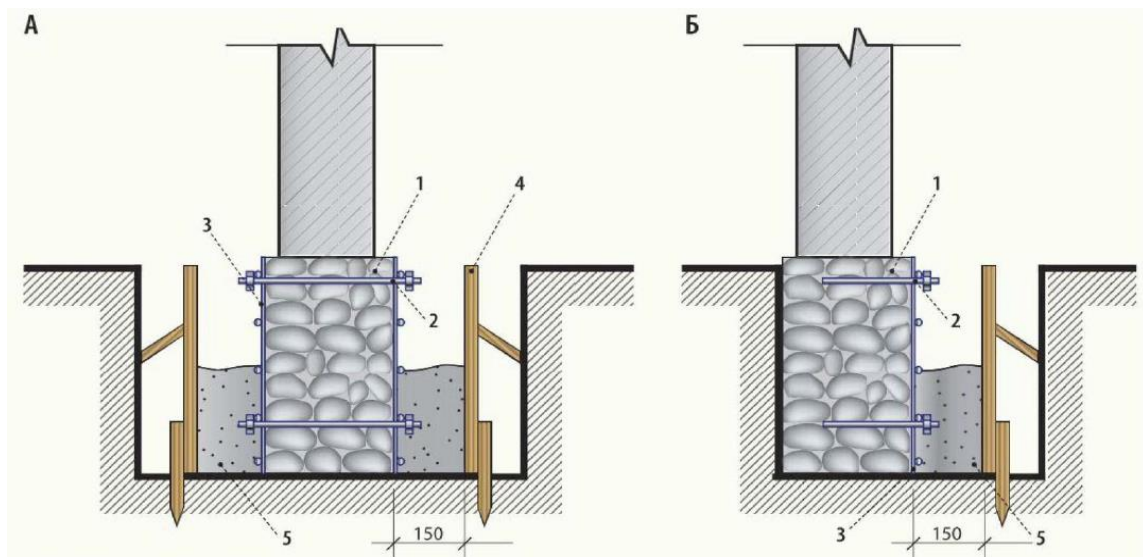


Рис. 3.8 Схема посилення фундаменту бетоном: А – двостороннє; Б – одностороннє: 1 – бутовий фундамент; 2 – анкер; 3 – арматурна сітка; 4 – опалубка; 5 – бетонна суміш

Підсилення фундаментів доцільно поєднувати з капітальним ремонтом. Іноді такі роботи потрібно виконати в експлуатованих громадських будівлях і заселених будинках. Будівельна практика передбачає посилення підстави за

допомогою домкрата або буріння пустот в несучому шарі з метою проведення керованого осідання.

Всі ці заходи, при проектуванні нових будівель в умовах щільної міської забудови на просадних ґрунтах можливо уникнути застосовуючи комп'ютерне моделювання, створивши розрахункову схему з урахуванням застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» і з огляду на існування поблизу розташованих будівель. Вона дозволить забезпечити надійний стан просадного ґрунту і забезпечить захист ґрунту від підвищення обводнення, а відповідно і від просідання основи і деформації фундаментних конструкцій.

Таким чином, в наступному розділі необхідно провести дослідження напружено-деформаційного стану фундаментних конструкцій в умовах щільної міської забудови з урахуванням впливу просадних ґрунтів, застосовуючи сучасні програмні пакети чисельного моделювання будівельних конструкцій.

### **Висновки**

У третьому розділі наведено огляд за спеціальними типами огорожувальних фундаментних конструкцій дозволив:

1. Виконати обґрунтування застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» на просадних ґрунтах.
2. Уявити форми деформацій будинків на просадних ґрунтах.
3. Запропонувати сучасні способи захисту розвитку нерівномірних осідань будівель розташованих на просадних ґрунтах.

## **Розділ 4. Чисельне моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву навколо системи «фундамент-охоронна конструкція»**

При проектуванні і будівництві нових будівель і споруд в умовах щільної міської забудови, необхідно враховувати їх вплив на фундаменти існуючих будівель. Для зниження ступеня впливу необхідне проведення додаткових захисних заходів.

Тому метою досліджень, даного розділу є визначення раціональних параметрів захисних заходів, що попереджують небезпечні деформації фундаментів існуючих будівель при будівництві нових з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів, що підстилають. Таким чином, ідея роботи полягає у визначенні додаткових осідань фундаментів існуючих будівель від нового будівництва з урахуванням гірничо-геологічних умов і параметрів огорожувальних конструкцій.

Розглядається будівлю, розташовану на просадних ґрунтах, в міській забудові. Планується звести нову будівлю. Відстань між об'єктами, обмежена існуючими забудовами. Також присутній невід'ємне питання можливості зволоження ґрунтів, підстилають основу.

У розділі 2 описано характер зміни поведінки просадних ґрунтів в зволоженому стані. Просадні ґрунти в зволоженому стані володіють додатковим просіданням і тягнуть за собою питання деформацій будівель і додаткового осідання підстав фундаментів, що перевищують допустимі значення. В результаті порушення стійкості будівель виникає створення кренів, а як постфактум руйнування будівлі, що пов'язано з величезним матеріальним збитком і можливими людськими жертвами.

Тому визначення значень величини крену і зіставлення їх з допустимими значеннями є важливим критерієм.

Крен фундаменту або споруди може розвиватися внаслідок неоднакової стисливості ґрунтів під окремими їх частинами, а також відмінності у впливі завантаження сусідніх фундаментів або площ.

Крен розглядається як різниця абсолютних осідань двох точок фундаментів, віднесених до відстані між ними (див. рис. 4.1), і визначається за формулою:  $i = \frac{S_1 - S_2}{L}$ , где  $S_1$  і  $S_2$  – осідання крайових точок суцільного фундаменту або двох фундаментів.

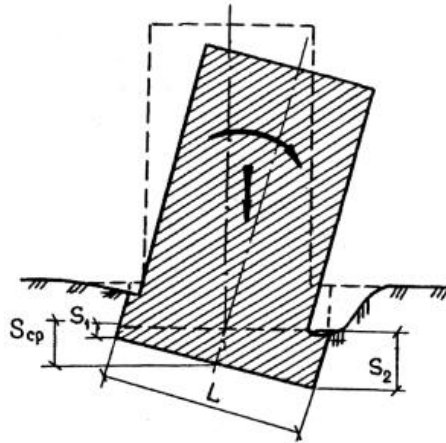


Рис. 4.1 Схема до розрахунку крену фундаменту

Допустимі значення крену встановлюються відповідно до ДБН В.2.1-10-2009.

Тому, наступним етапом досліджень поведінки кренів досліджуваних будівель виконано комп'ютерним моделюванням, з використанням програмного продукту FLAC 7.0 2D.

#### **4.1. Принципи роботи програмного продукту FLAC 7.0 2D**

Flac - це двовимірна явна різницева програма для розрахунку інженерної механіки [27]. Ця програма імітує поведінку конструкцій, побудованих з ґрунту, породи або інших матеріалів, які можуть піддатися пластичним змінам. Матеріали представлені у вигляді елементів, що утворюють сітку, яка коригується користувачем, щоб відповідати формі об'єкта, що підлягає моделюванню.

Розрахунки в програмі FLAC 7.0 2D виконуються методом **кінцевих різниць** (метод сіток).

Основна ідея методу кінцевих різниць (методу сіток) для наближеного чисельного рішення крайової задачі для двовимірного диференціального рівняння в **приватних** похідних полягає в тому, що:

1) на площині в області  $A$ , в якій виконується рішення, будується сіткова область  $A_s$  (рис. 4.2), що складається з однакових осередків розміром  $s$  ( $s$  - крок сітки) і є наближенням даної області  $A$ ;

2) заданий диференціальне рівняння в **приватних** похідних замінюється в вузлах сітки  $A_s$  відповідним **кінцево-різницевою рівнянням**;

3) з урахуванням граничних умов встановлюються значення шуканого рішення в граничних вузлах області  $A_s$ .

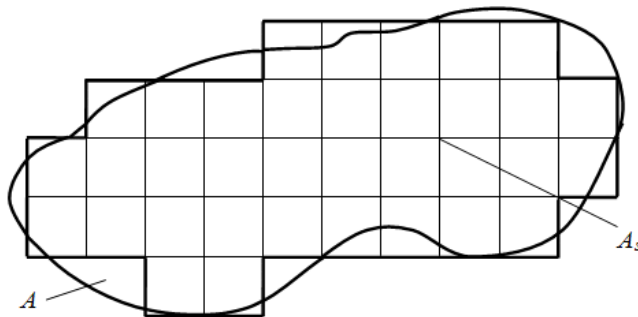


Рис. 4.2. Побудова області, що розбита сіткою

Вирішуючи отриману систему кінцево-різницевої рівнянь алгебри, отримаємо значення функції, що розраховуємо у вузлах сітки  $A_s$ , тобто наближене чисельне рішення крайової задачі. Вибір сіткової області  $A_s$  залежить від конкретного завдання, але завжди треба прагнути до того, щоб контур ґратчастої області  $A_s$  найкращим чином апроксимував контур області  $A$ .

#### **4.1.1. Принципи взаємодії основи і споруди за допомогою інтерфейс елемента**

У чисельному моделюванні основним питанням досліджуваної задачі є взаємодія основи і споруди. У програмі FLAC 7.0 2D питання взаємодії вирішується за допомогою інтерфейс елемента.



Інтерфейс між фундаментом і ґрунтом представлений нормальними ( $k_n$ ) і зрушуючими ( $k_s$ ) пружинами між двома контактуючими між собою частинами і моделюється за допомогою лінійної пружинної системи і зрушуючої міцністю інтерфейсу та визначається за критерієм міцності Кулона-Мора.

Відповідні руху інтерфейсу контролюються значеннями жорсткості інтерфейсу в нормальному і дотичному напрямках. Згідно розробникам програми FLAC, Itasca Consulting Group [27], а також дослідженням, виконаним Rayhani and EL Naggar існує рекомендації щодо застосування параметрів,  $k_n$ ,  $k_s$ , які повинні бути в десять разів більше еквівалентної жорсткості навколишнього простору, і визначаються рівнянням:

$$k_s = k_n = 10 \left[ \frac{K + \frac{4}{3}G}{\Delta z_{min}} \right], \quad (4.1)$$

де  $K$  і  $G$  модуль об'ємного стиснення і зсуву відповідно,  $\Delta z_{min}$  найменша ширина зони, яка контактує в нормальному напрямку. Якщо фізичні значення нормальної і зсувної жорсткості є меншими, ніж десять еквівалентних жорсткостей, немає проблем у використанні їх фізичних значень. Кількість літератури з експериментальними даними для значень  $k_n$  і  $k_s$  лімітовано, згідно [27] для дисперсних ґрунтів. Значення варіюються 10 ... 100 МПа/м, згідно [26], для фундаментів з площею до 200 м<sup>2</sup> можна скористатися залежністю:

$$k_n = b_0 E (1 + \sqrt{A_0/A}), \quad (4.2)$$

де  $b_0$  – коефіцієнт, м<sup>-1</sup>: для пісків 1, для супісків и суглинків 1,2, для глин и крупнообломкових ґрунтів 1,5;  $E$  - модуль деформації ґрунта, кПа;  $A$  - площа підшви фундаменту, м<sup>2</sup>;  $A_0 = 10$  м<sup>2</sup>.

$$k_s = 0,7k_n$$

Значення  $k_n$  и  $k_s$  для чисельного моделювання були прийняті за формулою (4.1). Де жорсткості,  $k_n$  и  $k_s$ , мають одиниці виміру [напруження / переміщення].

У цьому підході, аналіз дозволяє включення деформаційних характеристик і ґрунту і споруди. Однак повна спільність оцінюється в точці загальної між спорудою і ґрунтом. Багато процедур було запропоновано і використано. Головною серед них є: зосереджена модель параметрів, модифікована для того, щоб врахувати реакцію ґрунту симулювати використання пружинної точкової маси, просторової моделі і методу скінченних елементів.

## 4.2. Комп'ютерне моделювання стійкості будівель

Чисельна модель, що розроблена являє собою ділянку породного масиву, що включає існуючі будівлі і споруджуваний будинок (рисунок 4.3).

Характеристика існуючої і запроектованої будівлі, представлена в табл. 4.1:

Таблиця 4.1

Характеристики об'єктів, що досліджуються

	Щільність, кг/м <sup>3</sup>	Ширина, м	Висота, м	Модуль пружності, Па
Каркас	2400	0,4	0,4	35E9
Фундамент	2400	1	0,4	35E9

Властивості ґрунту прийняті відповідно до інженерно-геологічних вишукувань ТОВ НВП «ГПНТІЗ» м. Дніпро для лесових суглинків і супісків типових для м. Дніпро. Зміна міцності і деформаційних властивостей ґрунту при його водонасиченні прийнято по [28, 29]. Характеристики ґрунтів представлені в табл. 4.2., Коефіцієнти жорсткості основи взаємопов'язані з інтерфейсом представлені в тал. 4.3. Коефіцієнти жорсткості основи  $K_n$  і  $K_s = 0,7 K_n$  прийняті згідно [25, 26, 27], властивості міцності  $c$  і  $\phi$  прийняті по [28].

Таблиця 4.2

## Фізико-механічні характеристики просадних ґрунтів

Характеристики ґрунту	Шар 1, лесоподібні супіски (Mohr-Coloumb model)	Шар 2 лесоподібні супіски (Mohr-Coloumb model)	Шар 3, плагиограніт тріщинуватий (elastic model)	Шар 4, плагиограніт (elastic model)
Щільність, кг/м <sup>3</sup>	1800	1770.0	3000.0	3100.0
Об'ємний модуль, Па	1,67E7	1,67E7	1,66667E9	1,75E9
Модуль зсуву, Па	7,69E6	7,69E6	1,81818E9	1,90909E9
Модуль деформації, Па	20E6	20E6	40E9	42E9
Коефіцієнт Пуассона	0,3	0,3	0,1	0,1
Зчеплення	30E3	30E3	-	-
Кут внутрішнього тертя	16	27	-	-

Таблиця 4.3

## Властивості інтерфейсу

Kn	Ks	C, Па	φ, град
5E7	3,5E7	30E3	27

Порядок виконання комп'ютерного моделювання:

1. Для вирішення завдання прийнята плоска модель (рисунок 4.3).
2. Розглядаються будівлі на ґрунтовому масиві в природному стані.
3. Розглядаються будівлі на зволоженому ґрунтовому масиві.
4. Встановлення захисної конструкції «стіна в ґрунті» в природному ґрунтовому масиві. Відстань від існуючої будівлі до захисної конструкції варіюється.

5. Встановлення захисної конструкції «стіна в ґрунті» в зволоженому природному ґрунтовому масиві.
6. Осадка фундаментів будівель оцінювалися величиною вертикальних і горизонтальних переміщень.
7. Порівняння значень осідань фундаментів з допустимими значеннями.

### 4.3. Розрахунок осідання будівель без застосування стіни в ґрунті

4.3.1. На першому етапі моделювання обмежуємося лише природним станом просадних ґрунтів. Якісна картина перерозподілу переміщень показана на рис. 4.4.

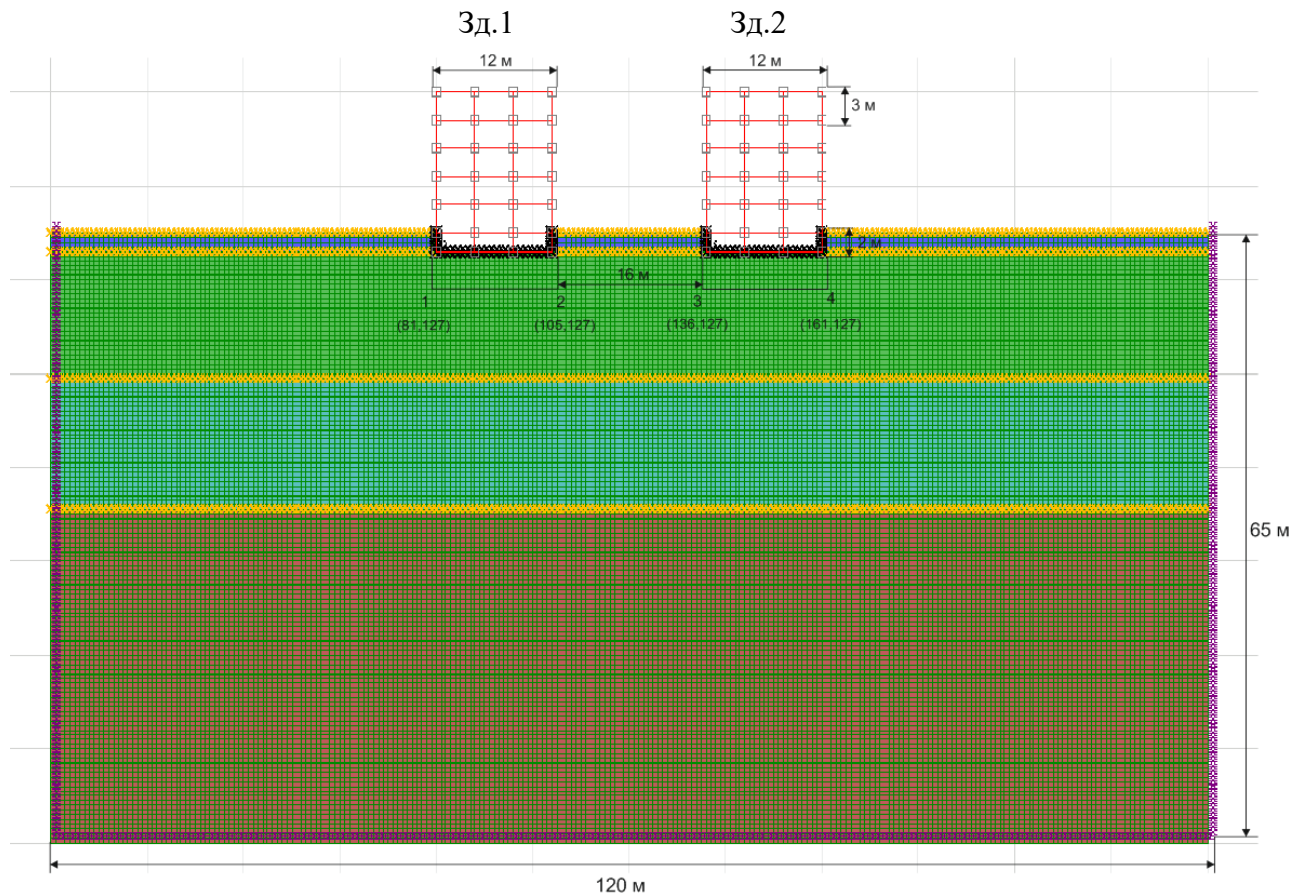
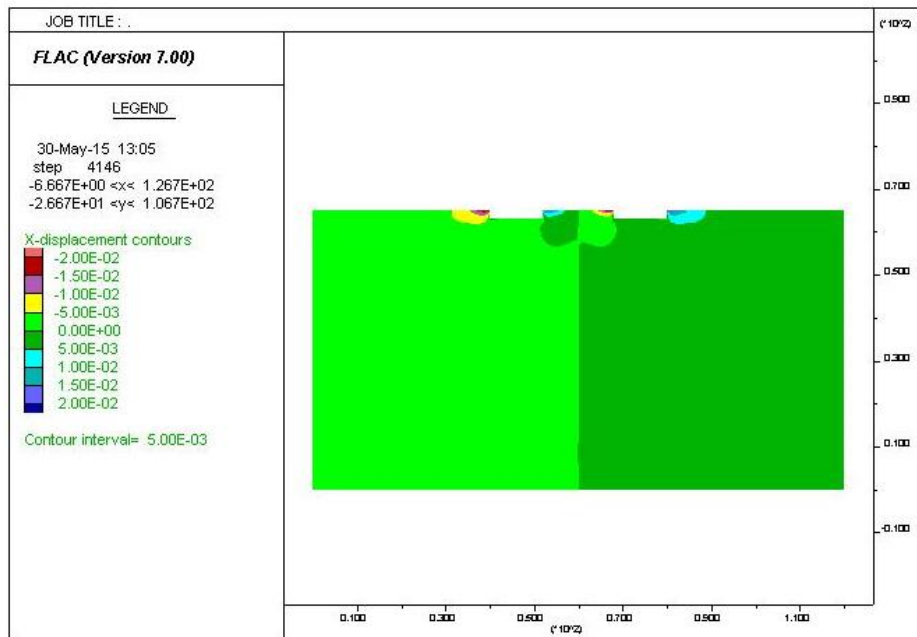


Рис. 4.3. Розрахункова схема до вирішення поставленого завдання:  
будівля 1 - запроектована; будівля 2 - існуюча

a)



б)

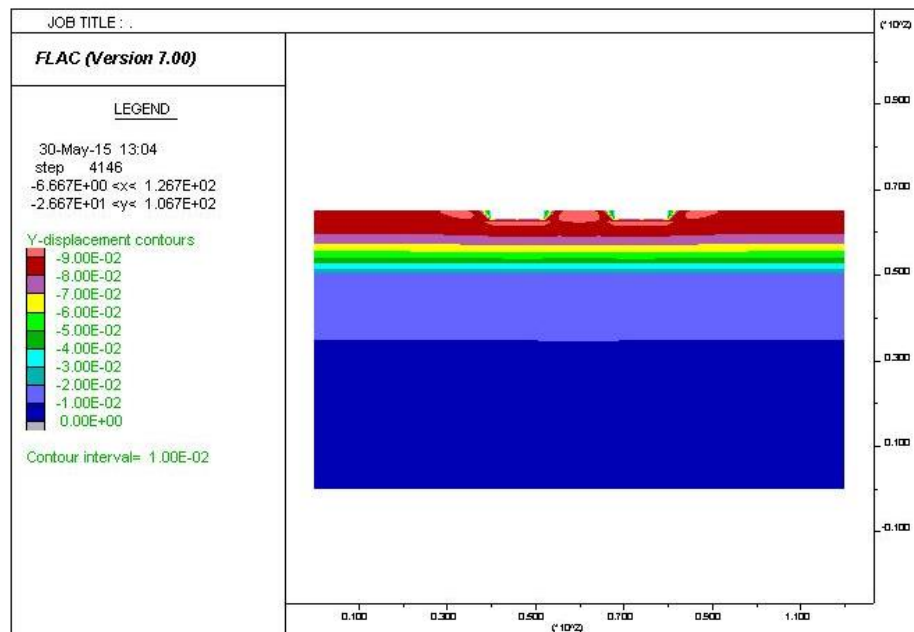
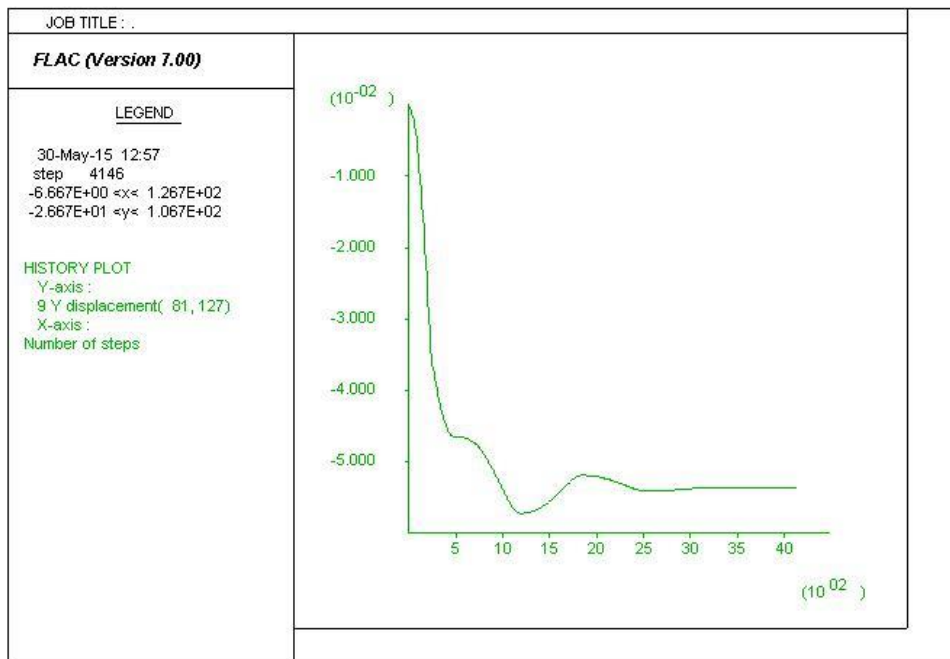


Рис. 4.4. Картина перерозподілу переміщень:

а) по вісі X; б) по вісі Y

Результати моделювання осідання кутових точок будівель представлені на рисунках 4.5-4.6.

a)



б)

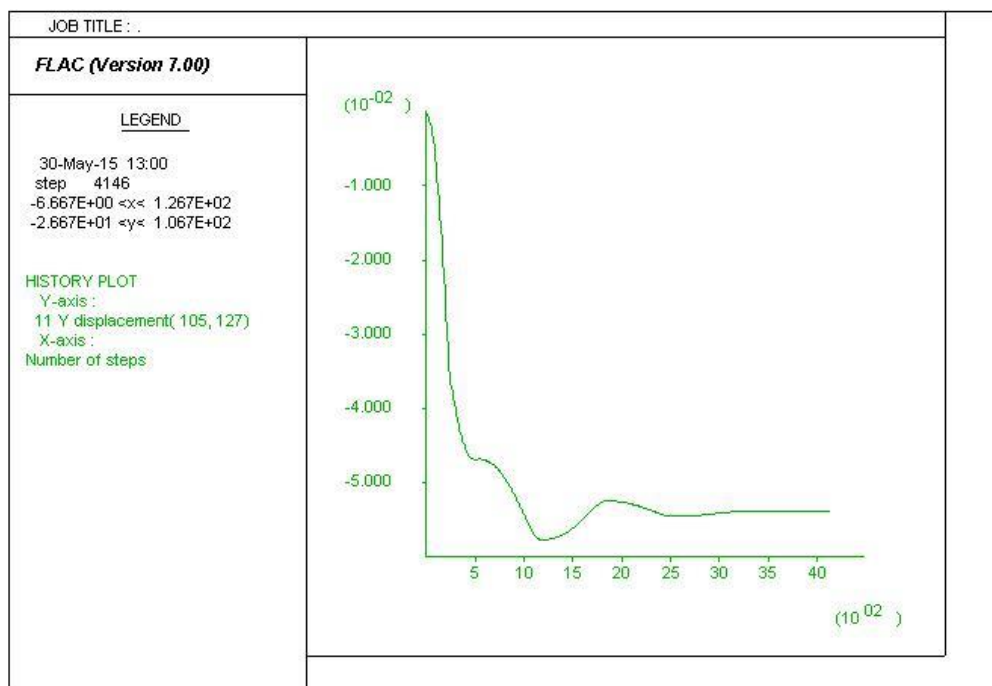
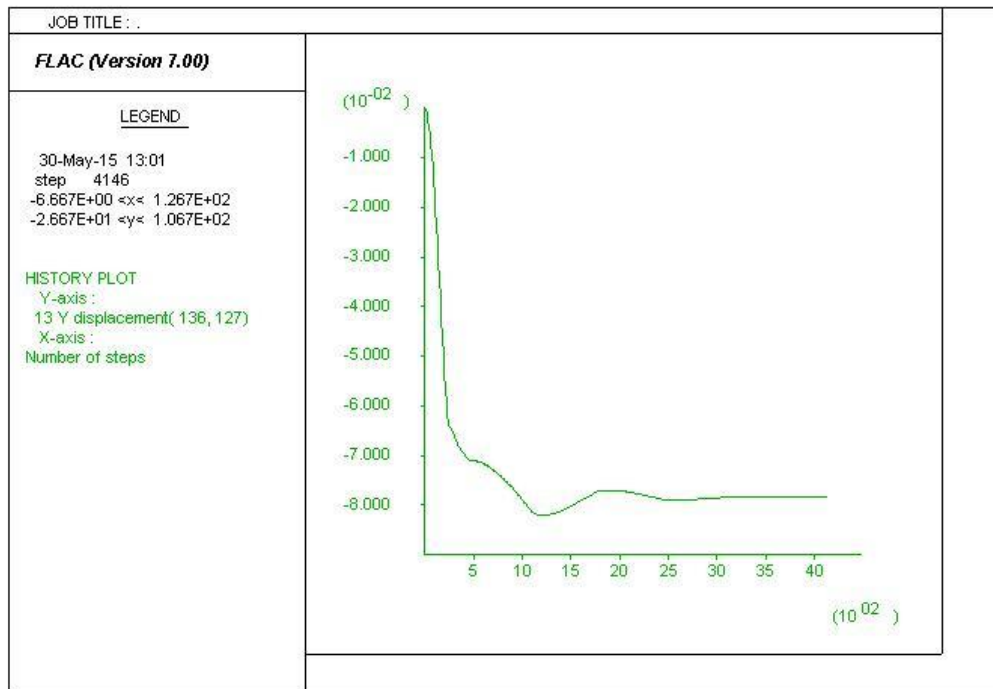


Рис. 4.5. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроєктованої будівлі 1; а) кутова точка 1; б) кутова точка 2

а)



б)

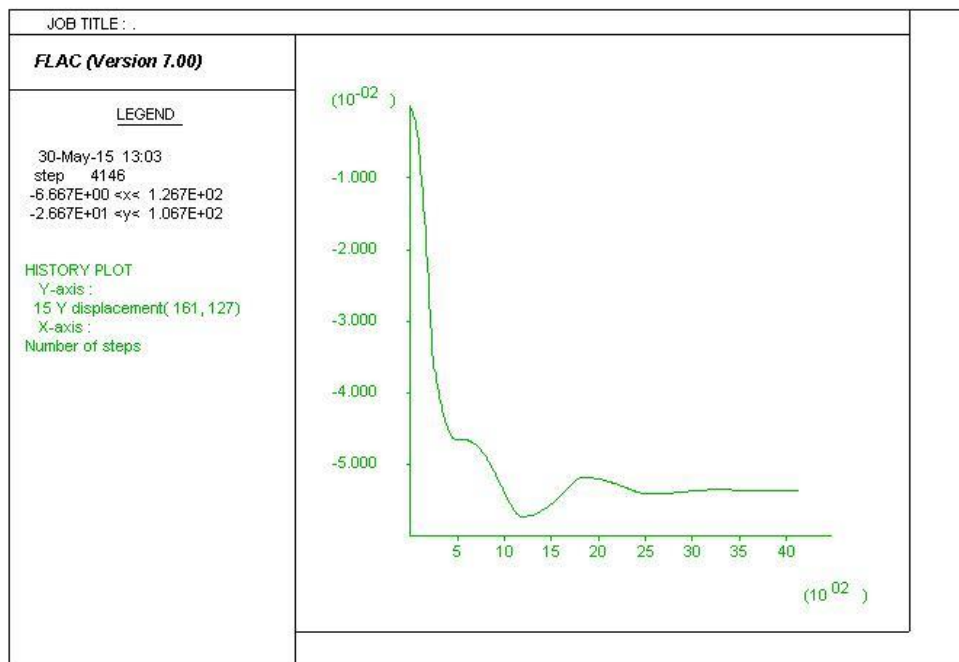


Рис. 4.6. Переміщення кутових точок основи фундаменту існуючої будівля 2; а) кутова точка 3; б) кутова точка 4

Аналіз результатів першого етапу моделювання показав, що осідання основи будівлі № 1 не перевищує допустимих значень, і точки 1 і 2 має

рівномірну осадку. Щодо будівлі № 2 картина переміщення кутових точок інша: точка 3 має більше значення щодо точки 4, що говорить про перекося фундаменту. В наслідок це може викликати крен фундаменту і привести до руйнування будівлі.

Таким чином, перший етап моделювання будівель, розташованих на відстані 16 м один від одного за умови, що ґрунти знаходяться в природному стані, зводиться до того, що в гранті необхідно розміщувати захисну конструкцію, яка дозволить забезпечити стійкість існуючої будівель.

**4.3.2.** На другому етапі моделювання просадні ґрунти знаходяться в зволоженому стані.

Параметри ґрунтів, які змінюються при його зволоженні -  $E$ ,  $c$ ,  $\phi$ . Основні значення, що використовуються при виконанні моделювання прийняті по [28, 29]. При замочуванні змінюються властивості тільки дисперсних ґрунтів. Властивості твердих порід залишаються незмінними. Характеристики ґрунтів в зволоженому стані представлені в табл. 4.4

Таблиця 4.4

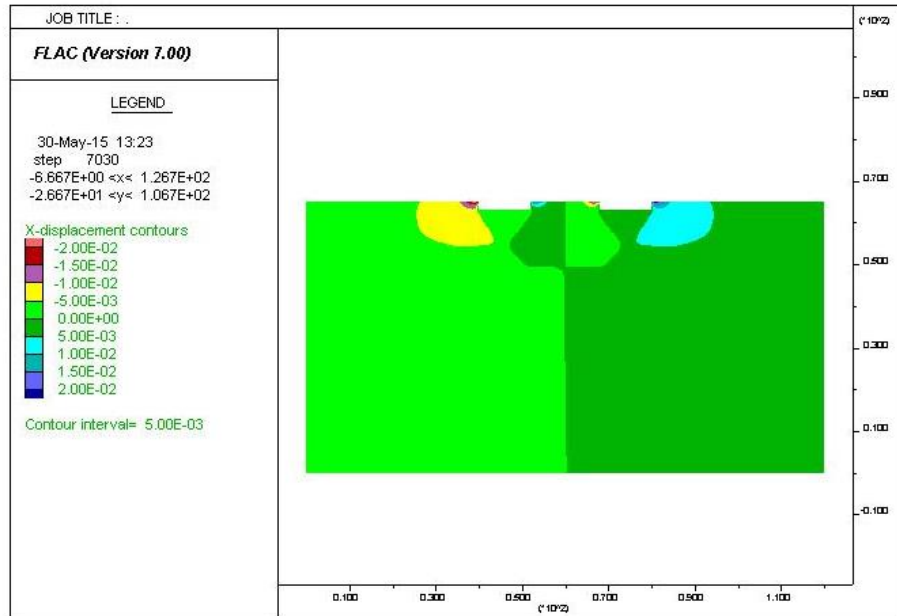
Характеристика ґрунтів у зволоженому стані

Характеристики ґрунту	Шар 1, лесоподібні супіски (Mohr-Coloumb model)	Шар 2 лесоподібні супіски (Mohr-Coloumb model)
Модуль деформації, Па	16E6	16E6
Зчеплення	15E3	15E3
Кут внутрішнього тертя	10	10

Якісна картина перерозподілу переміщень навантаженого зволоженого ґрунтового масиву показана на рис. 4.7.

а)





б)

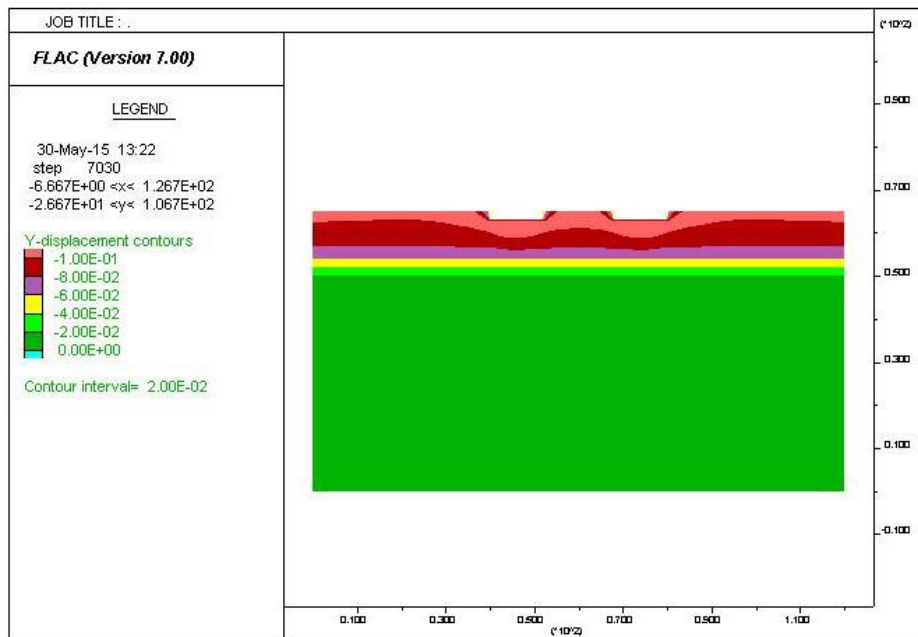
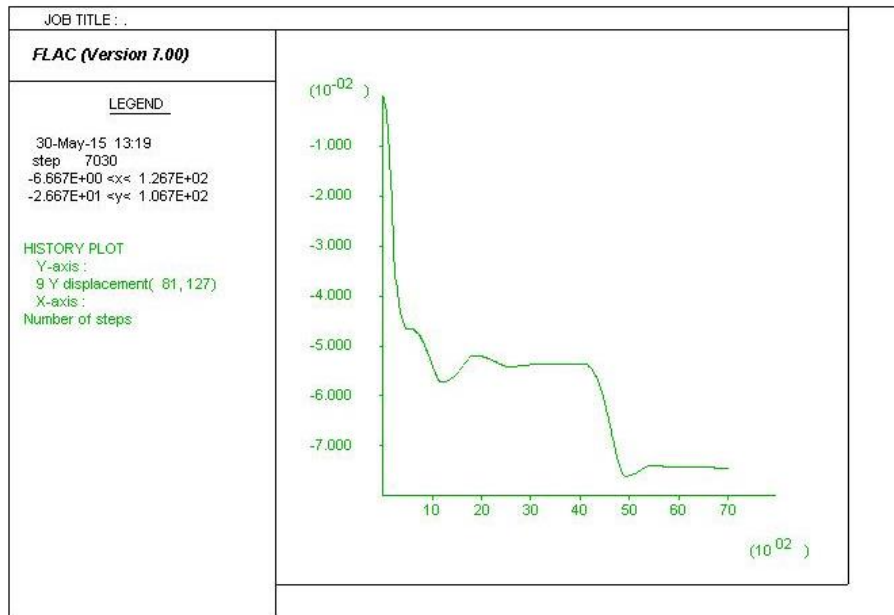


Рис. 4.7. Картина перерозподілу переміщень:

а) по вісі X; б) по вісі Y

Результати моделювання осідання кутових точок будівель в умовах зволжених ґрунтів представлені на рис. 4.8-4.9.

а)



б)

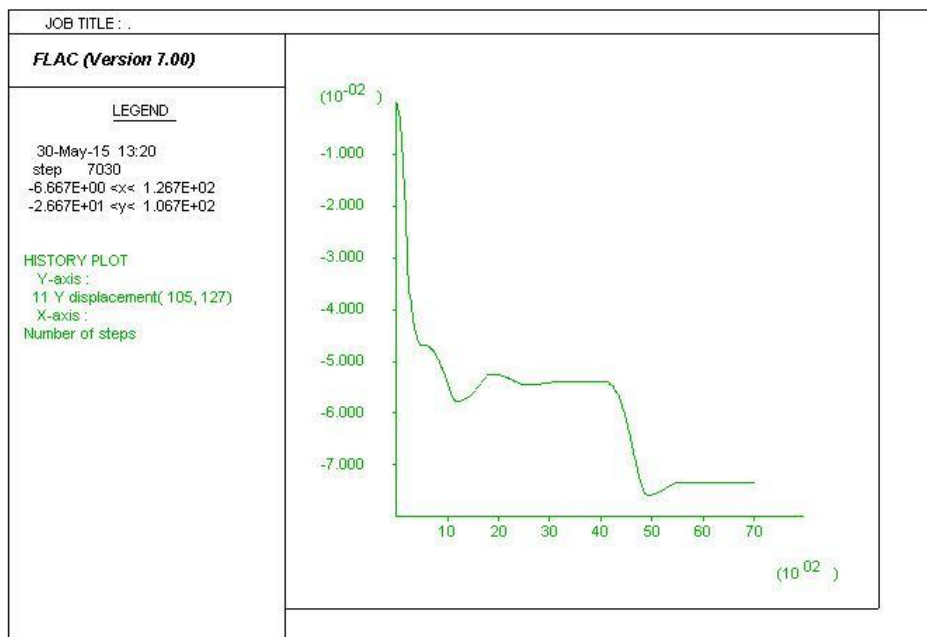
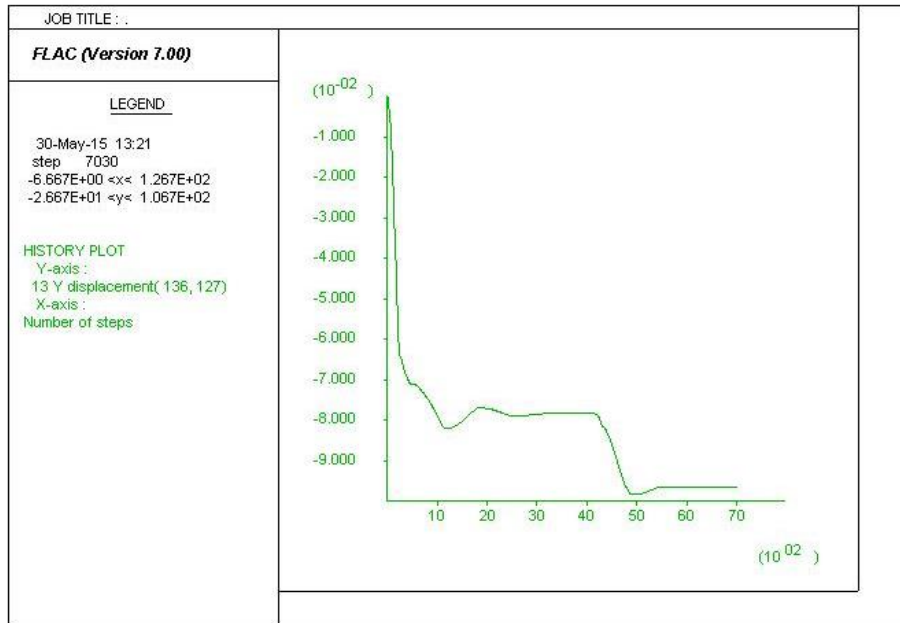


Рис. 4.8. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроєктованої будівлі 1, в умовах зволоженого ґрунту: а) кутова точка 1; б) кутова точка 2

а)



б)

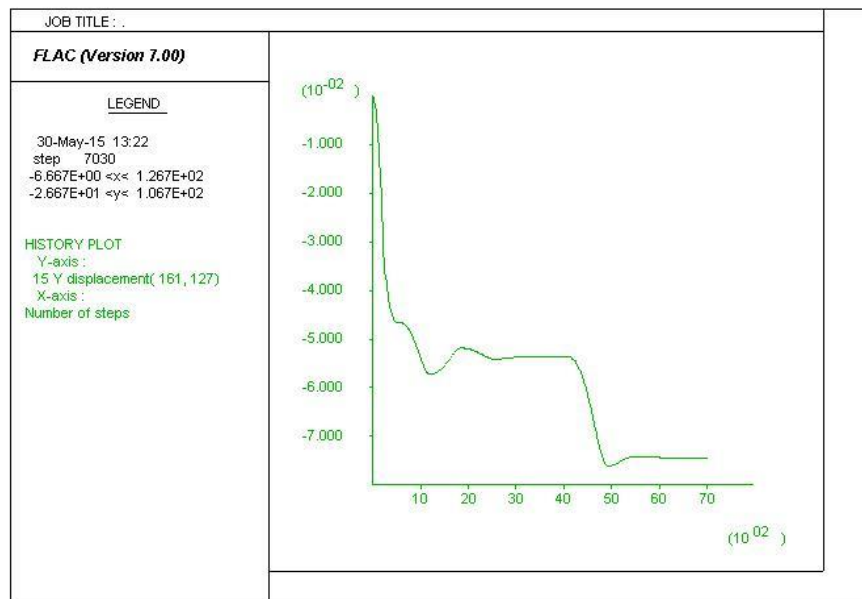


Рис. 4.9. Переміщення кутових точок основи фундаменту існуючої будівлі 2, в умовах зволоженого ґрунту: а) кутова точка 3; б) кутова точка 4

Аналізуючи результати другого етапу моделювання можна сказати, що осідання основи будівель збільшилися і досягли максимально допустимих значень. Різниця осідань між кутовими точками будівлі № 2 збільшилася. Тому

встановлення захисної конструкції в основі фундаменту, в даних умовах, є першочерговим завданням.

Для вирішення цього завдання, приймаємо встановлення охоронної конструкції «стіна в ґрунті», яка забезпечить стійкість будівель в зволжених ґрунтах, і в умовах щільної міської забудови.

#### **4.4. Розрахунок стійкості будівель із застосуванням огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» в умовах природного стану просадних ґрунтів**

Завдання. Огорожувальну конструкцію «стіна в ґрунті» необхідно розмістити на оптимальній відстані між будівлями, забезпечивши допустиме осідання основ і уникнення перекосу кутових точок будівель [30].

Охоронне спорудження «стіна в ґрунті» розміщується на відстані  $l$  від існуючої будівлі. Крок моделювання відстані  $l = 3, 4$  і  $5$  м. Глибина закладення охоронної споруди «стіна в ґрунті» прийнята згідно з розрахунків, і становить  $8$  м. Вибір оптимального розташування стіни виконується виходячи з проявлення впливу осідань, тобто картин перерозподілу переміщень по осях  $X$  і  $Y$  (див. рис. 4.11).

Розрахункова схема моделювання з урахуванням захисної конструкції «стіна в ґрунті» представлена на рис. 4.10.

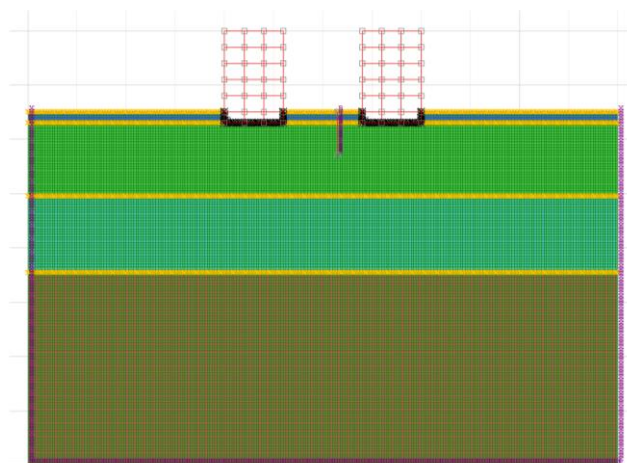
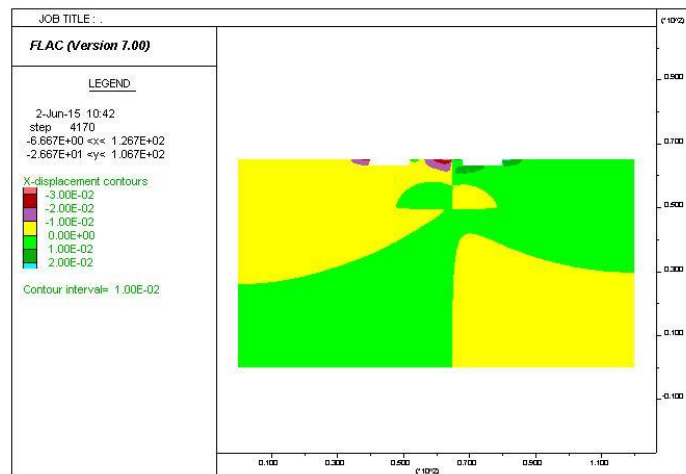


Рис. 4.10. Розрахункова схема до вирішення поставленого завдання з урахуванням застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті»

На третьому етапі моделювання приймаємо, що захисна конструкція «стіна в ґрунті» розташовується на відстані 3 м від існуючої будівлі. Ґрунти знаходяться в природному стані.

Якісна картина перерозподілу переміщень породного масиву із застосуванням огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» показана на рис. 4.11.

а)



б)

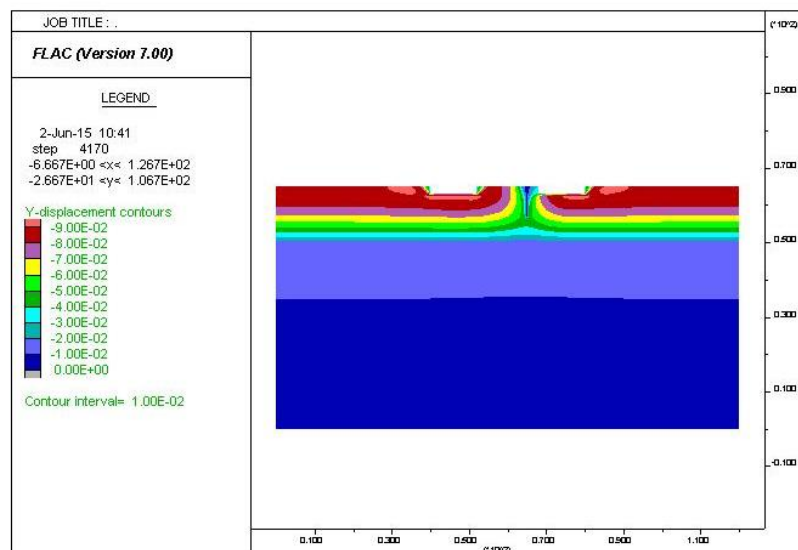
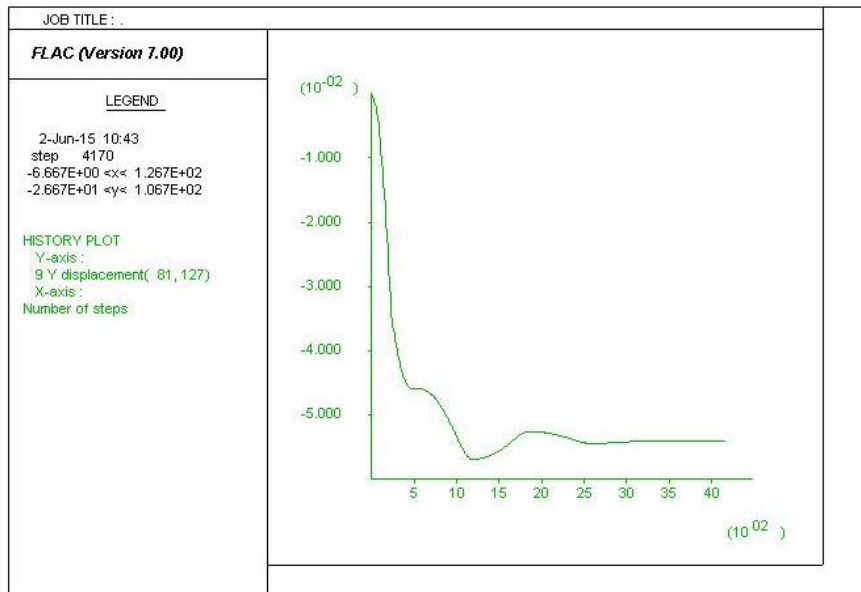


Рис. 4.11. Картина перерозподілу переміщень породного масиву з застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті»:

а) по вісі X; б) по вісі Y

Переміщення кутових точок будівель по результатам моделювання наведено на рис. 4.12-4.13.

а)



б)

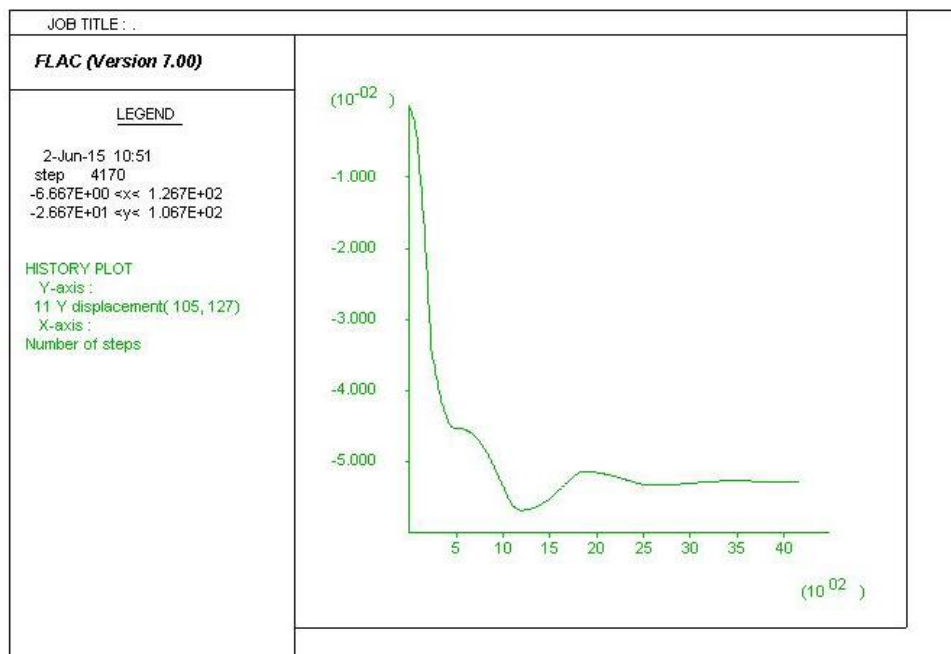
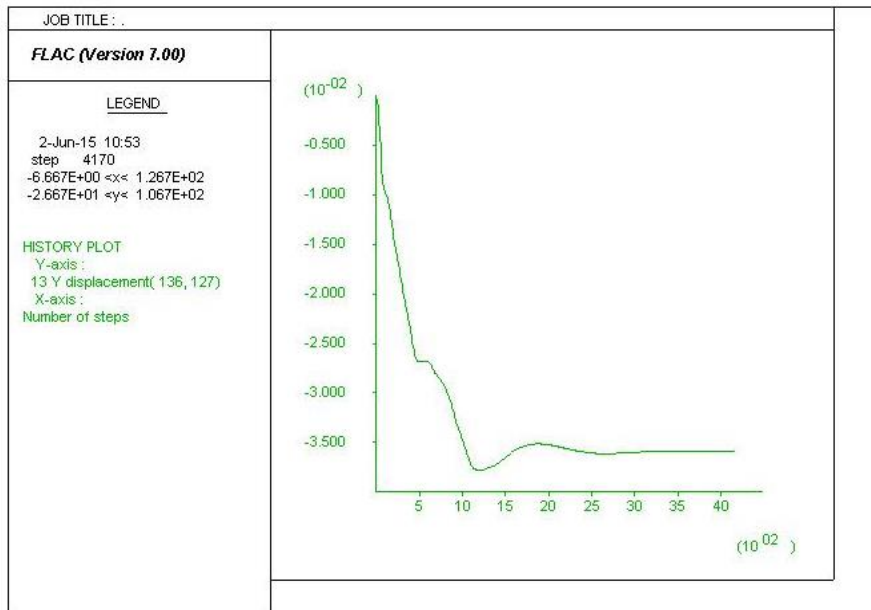


Рис. 4.12. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроектованої будівлі 1 із застосуванням охоронної конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 3\text{м}$ , ґрунти знаходяться в природному стані):

а) кутова точка 1; б) кутова точка 2

a)



б)

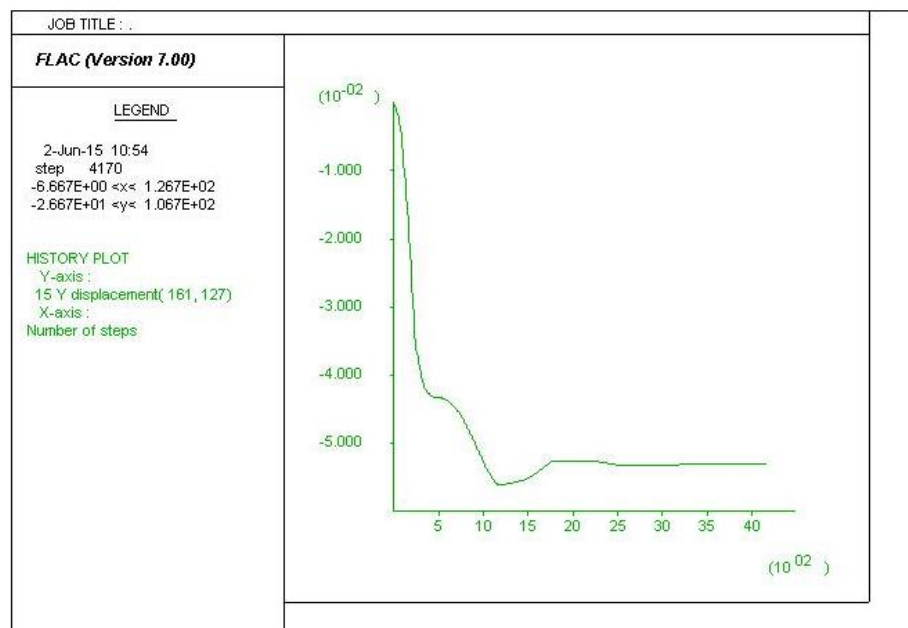


Рис. 4.13. Переміщення кутових точок основи фундаменту існуючої будівлі 2, із застосуванням конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 3\text{м}$ , ґрунти знаходяться в природному стані): а) кутова точка 3; б) кутова точка 4

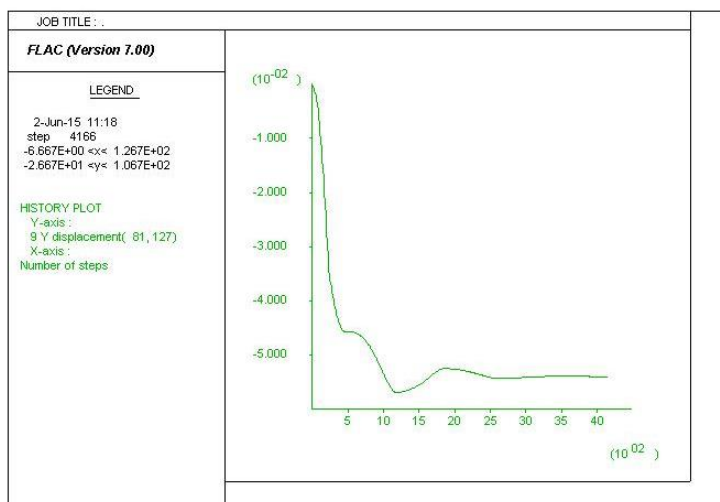
Аналіз результатів моделювання показав, що різниця осідання кутових точок будівель знаходяться в допустимих значеннях за встановленими нормами

ДБН В.2.1-10-2009, але використовуючи світовий досвід ці значення перевищують допустимі значення (Додаток 1).

На четвертому етапі моделювання охорона конструкція «стіна в ґрунті» розташовується на відстані 4 м від існуючої будівлі. Ґрунти знаходяться в природному стані.

Результати моделювання переміщення кутових точок будівель представлені на рисунках 4.14-4.15.

а)



б)

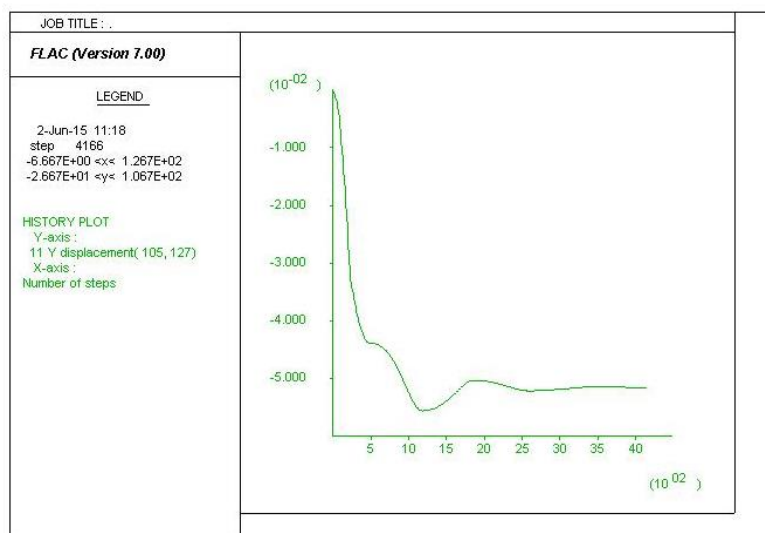
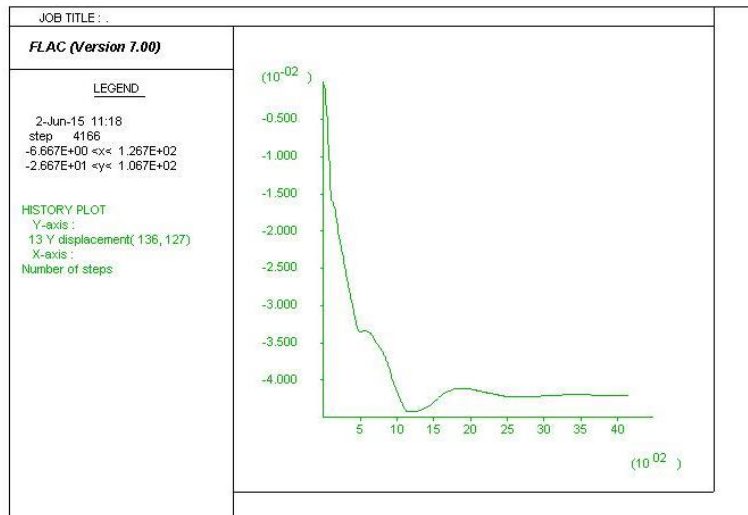


Рис. 4.14. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроєктованої будівлі 1, із застосуванням охоронної конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 4$  м, ґрунти знаходяться в природному стані): а) кутова точка 1; б) кутова точка 2



а)



б)

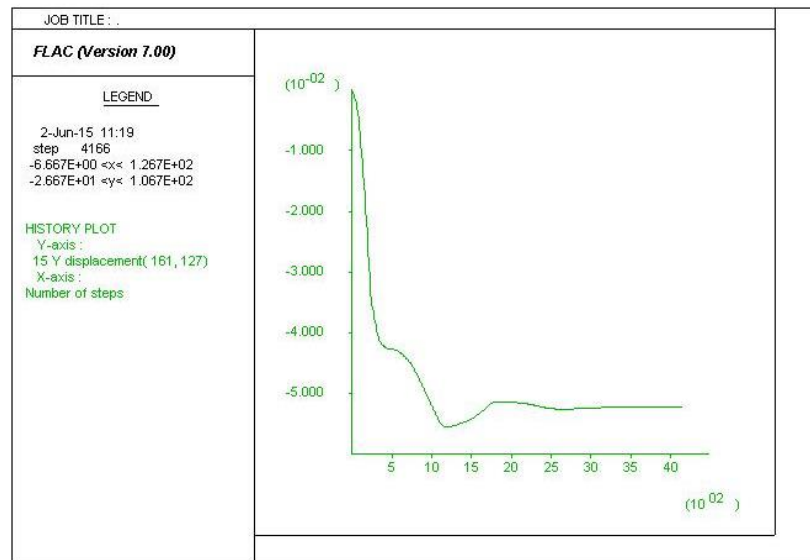


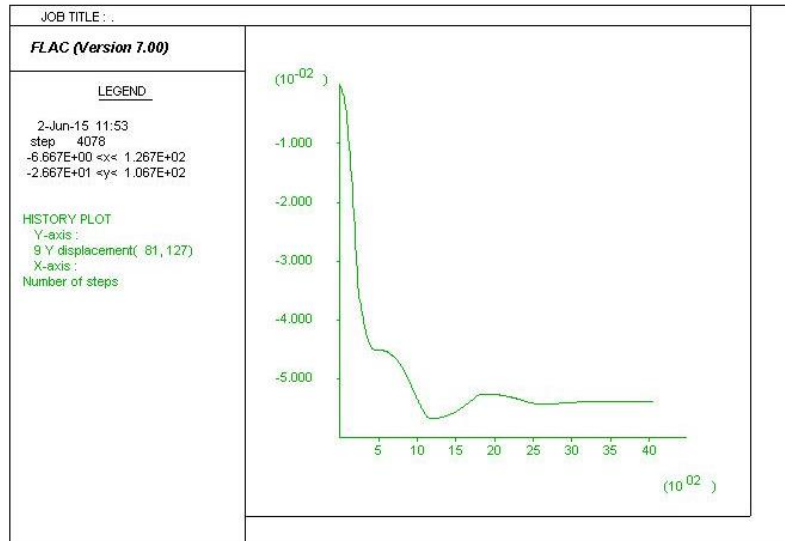
Рис. 4.15. Переміщення кутових точок основи фундаменту існуючої будівлі 2, із застосуванням охоронної конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 4$  м, ґрунти знаходяться в природному стані): а) кутова точка 3; б) кутова точка 4

Аналіз результатів моделювання показав, що перекіс значень осідань кутових точок будівель зменшився, але відносна різниця осідання  $\Delta s/l$  для існуючої будівлі № 2 становить 0,0006, що перевищує допустимі значення (Додаток 1). Для запроектованої будівлі № 1 величина перекоосу кутових точок в допустимих значеннях.

П'ятий етап моделювання. Охоронне спорудження «стіна в ґрунті» розташовується на відстані 5 м від існуючої будівлі. Ґрунти знаходяться в природному стані.

Результати моделювання представлені у вигляді графіків переміщення кутових точок будівель рис. 4.16-4.17.

а)



б)

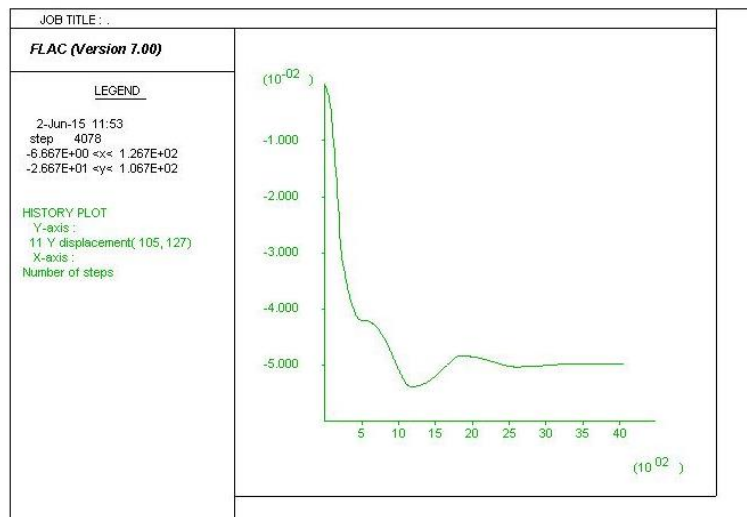
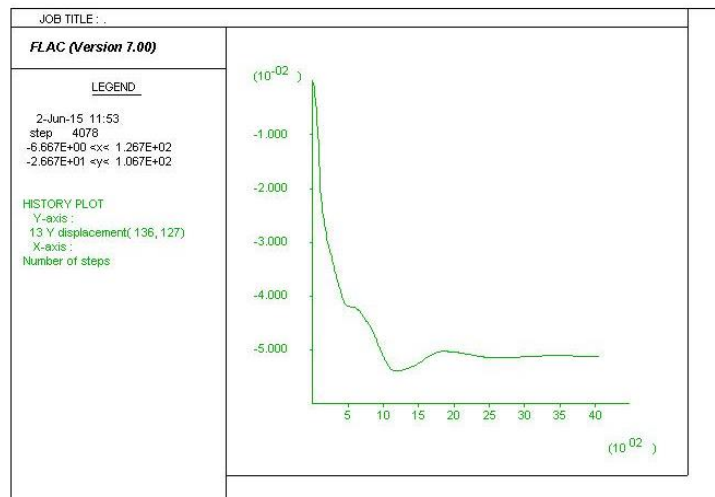


Рис. 4.16. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроєктованої будівлі 1, із застосуванням охоронної конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 5$  м, ґрунти знаходяться в природному стані): а) кутова точка 1; б) кутова точка 2

а)



б)

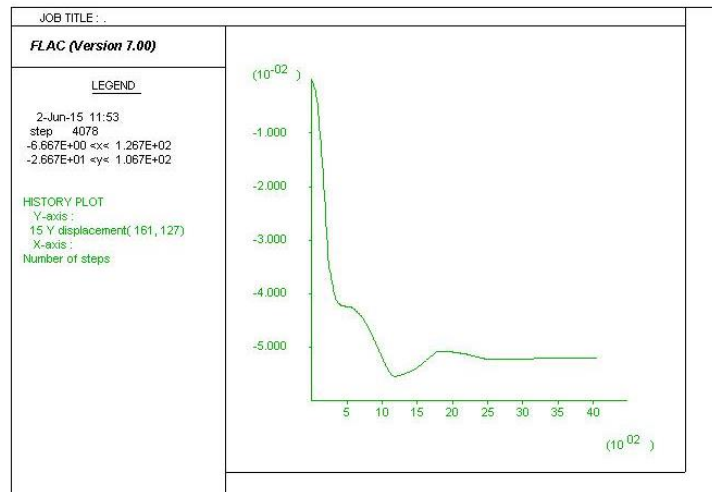


Рис. 4.17. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроєктованої будівлі 2, із застосуванням охоронної конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 5$  м, ґрунти знаходяться в природному стані): а) кутова точка 3; б) кутова точка 4

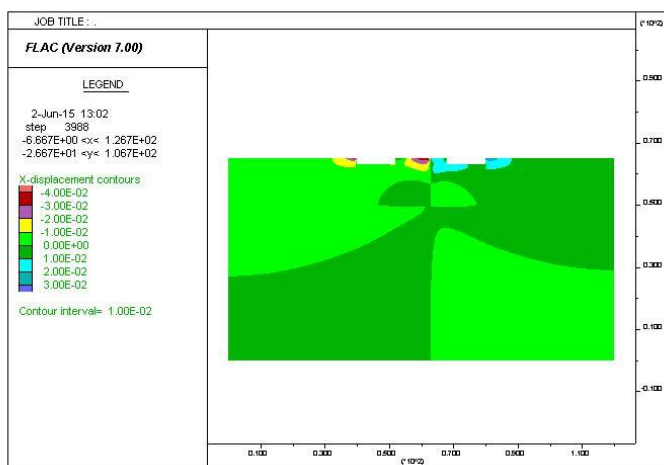
Аналіз результатів моделювання показав. Оптимальне розташування захисної конструкції від існуючої будівлі становить 5 м. Відносна різниця осідання кутових точок будівлі  $\Delta s/l$  становить: для будівлі № 1 (запроєктована) 0,0001; для будівлі № 2 (існуюча) 0,0003. Ці показники задовольняють усім допустимим значенням різних затверджених нормативних документів (Додаток 1). Завдяки зведенню стіни в ґрунті на оптимальній відстані від

існуючої будівлі забезпечується рівномірна осадку кутових точок існуючої і запроектованої будівель.

Заключний, шостий етап моделювання. Огороджувальне спорудження «стіна в ґрунті» розташовується на відстані 5 м від існуючої будівлі. Ґрунти знаходяться в зволоженому стані.

Картина перерозподілу переміщень породного масиву із застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» показана на рис. 4.18.

а)



б)

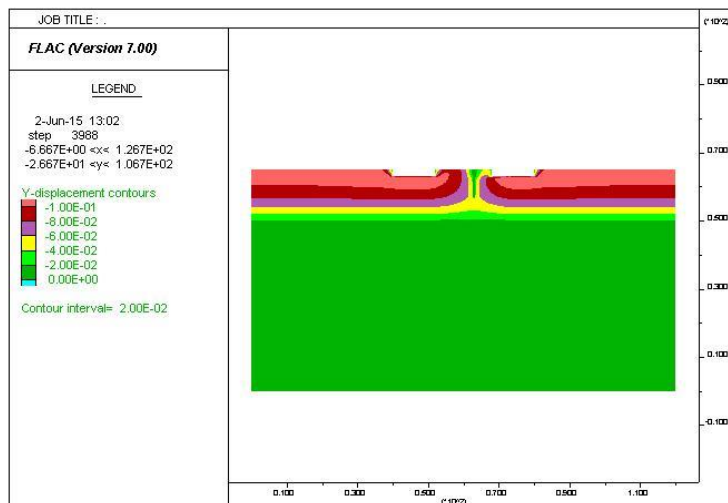
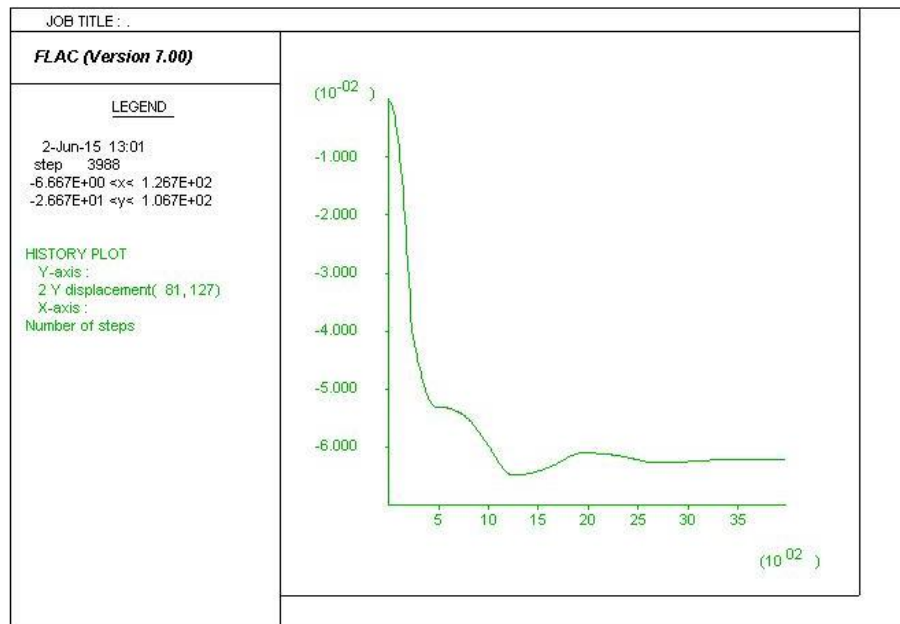


Рис. 4.18. Картина перерозподілу переміщень породного масиву із застосуванням огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» в умовах зволоженого ґрунту і  $l = 5$  м: а) по вісі X; б) по вісі Y

Результати моделювання представлені у вигляді графіків переміщення кутових точок будівель рис. 4.19-4.20.

а)



б)

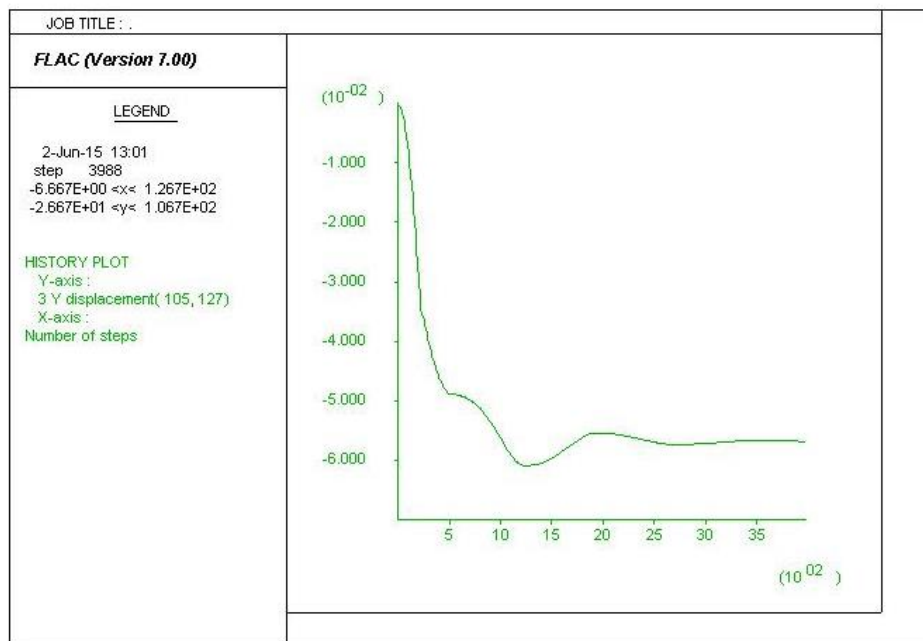
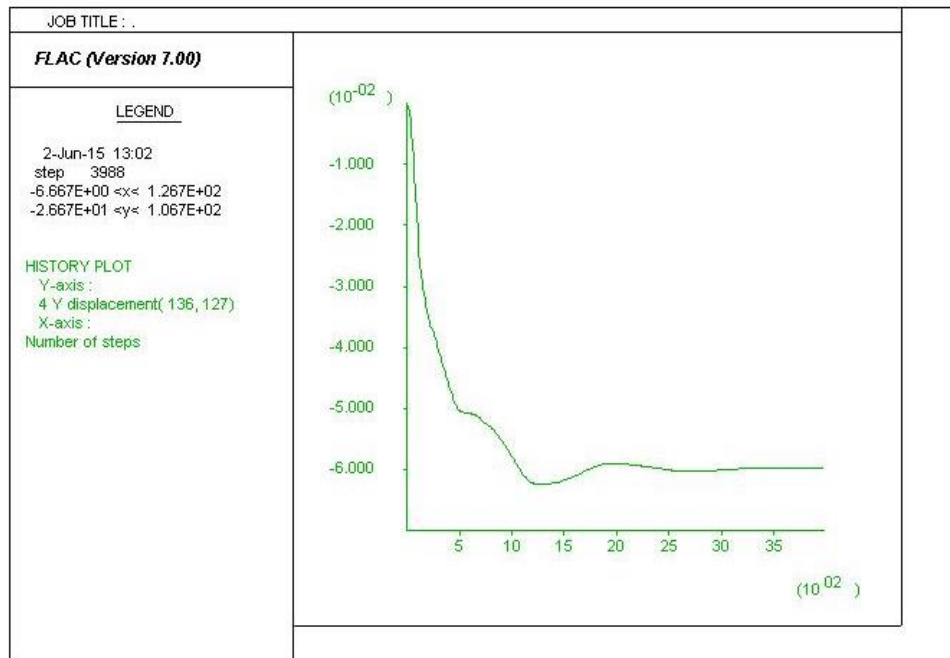


Рис. 4.19. Переміщення кутових точок основи фундаменту запроєктованої будівлі 1, із застосуванням конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 5$  м, ґрунти знаходяться у зволоженому стані): а) кутова точка 1; б) кутова точка 2

а)



б)

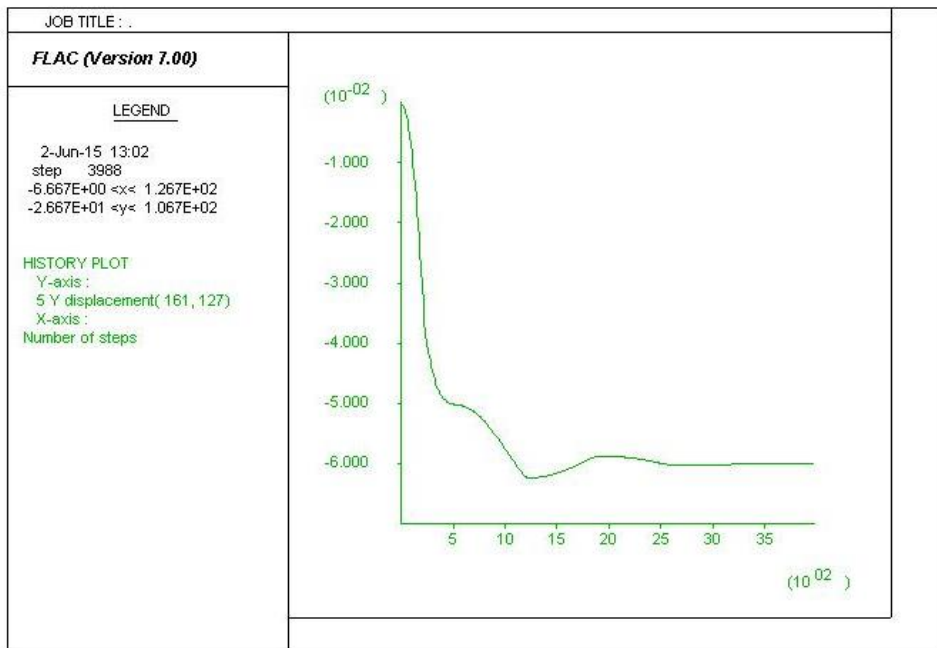


Рис. 4.20. Переміщення кутових точок основи фундаменту існуючої будівлі 2 із застосуванням охоронної конструкції «стіна в ґрунті» ( $l = 5$  м, ґрунти знаходяться у зволоженому стані): а) кутова точка 3; б) кутова точка 4

Аналіз графіків переміщення кутових точок в результаті моделювання показав: оптимальне розташування захисної конструкції від існуючої будівлі 1 становить 5 м в умовах зволоженого ґрунтового масиву забезпечує захист двох будівель від нерівномірних осідань і при цьому величини допустимих значень осідань фундаментних конструкцій відповідають нормативним значенням.

Відносна різниця осідання кутових точок будівлі  $\Delta s/l$  становить: для будівлі № 1 (що запроєктована) 0,0005; для будівлі № 2 (існуюча) 0,0001. Максимальна осадка ( $S_{max}$ ): для будівлі № 1 становить 6,10 см; для будівлі № 2 - 6,00 см.

Ці значення задовольняють всім допустимим значенням різних затверджених нормативних документів (Додаток 1).

#### 4.5. Обґрунтування допустимих значень деформацій досліджуваних об'єктів

Отримані результати деформацій будівель відносно досліджуваних кутових точок зведені в таблицю 4.5. Результати деформацій порівнюються з допустимими значеннями встановлених нормативних документів (див. Додаток 1).

Таблиця 4.5

Отримані деформації досліджуваних об'єктів (будівлі 1 і 2)

Опис будівлі та ґрунтів, що підстеляють основу	Крайова точка 1, см	Крайова точка 2, см	Відносна різниця осідань, $\Delta s/l$	Максим. осідання $S_{max}$ , см
Існуюча будівля 2 (просадні ґрунти знаходяться у природних умовах)	7,60	5,30	0,0019	7,60
Нова будівля 1 (просадні ґрунти знаходяться у природних умовах)	5,30	5,30		5,30
Існуюча будівля 2 (просадні ґрунти знаходяться у зволоженому стані)	9,80	7,40	0,0020	9,80
Нова будівля 1 (просадні ґрунти)	7,40	7,40		7,20

знаходяться у зволоженому стані)				
Існуюча будівля 2 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 3 м від неї	3,50	5,20	0,0014	5,20
Нова будівля 1 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 3 м від існуючої будівлі	5,30	5,20	0,0001	5,30
Існуюча будівля 2 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 4 м від неї	4,50	5,20	0,0006	5,20
Нова будівля 1 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 4 м від існуючої будівлі	5,30	5,20	0,0001	5,30
Існуюча будівля 2 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 5 м від неї	5,00	5,10	0,0001	5,10
Нова будівля 1 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 5 м від існуючої будівлі	5,30	4,90	0,0003	5,30
Існуюча будівля 2 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 5 м від неї в умовах зволоження просадних ґрунтів, що підстеляють основу	5,90	6,00	0,0001	6,00
Нова будівля 1 при умовах возведення огорожувальної конструкції на відстані 5 м від існуючої будівлі в умовах зволоження просадних ґрунтів, що підстеляють основу	6,10	5,50	0,0005	6,10

## Висновки



1. Комп'ютерне моделювання виконувалося з використанням програмного продукту FLAC 7.0 2D.

2. Обґрунтовано визначення раціональних параметрів захисних заходів, покликаних, що попереджують небезпечні деформації фундаментів існуючих будівель при будівництві нових з урахуванням фізико-механічних властивостей підстилаються ґрунтів в умовах щільної міської забудови.

3. Виконано визначення додаткових осідань фундаментів існуючих будівель від нового будівництва з урахуванням гірничо-геологічних умов і параметрів огорожувальних конструкцій.

5. Представлено обґрунтування допустимих значень деформацій досліджуваних об'єктів.

## Висновки

Дипломна робота є науково-дослідною роботою, в якій на основі виконаних розрахункових і аналітичних досліджень проведено обґрунтування способу «стіна в ґрунті» при спорудженні фундаментних конструкцій на просадних ґрунтах, з урахуванням дефіциту території в розвинених мегаполісах.

В результат досліджень встановлено, що спорудження фундаментних конструкцій на просадних ґрунтах, в силу їх просідання, вимагає додаткових заходів щодо поліпшення властивостей ґрунтового масиву, але це не завжди можливо в умовах щільної міської забудови. Таким чином, найбільш раціональним конструктивним методом по забезпеченню стійкості ґрунтів, є захисна конструкція «стіна в ґрунті».

Із застосуванням даного методу «стіна в ґрунті» забезпечується зниження кошторисної вартості будівництва заглиблених споруд до 25 %, підпірних стін і огорож до 50%, протифільтраційних діафрагм до 65% в порівнянні зі звичайними проектними рішеннями.

Основними факторами, що визначають ефективність застосування цього методу будівництва, є:

- зменшення обсягів земляних робіт внаслідок зменшення розмірів котлованів;
- скорочення обсягів залізобетонних робіт в зв'язку з відповідним характером впливу зовнішніх сил на стіни підземної споруди;
- зменшення обсягів або повне виключення робіт з водопониження;
- повне виключення шпунтових огорожень;
- скорочення термінів будівництва;
- а також дозволяє забезпечити стійкість фундаментних конструкцій поруч розташованих будівель і споруд.

В ході виконання роботи отримані наступні висновки і практичні результати:

1. Представлена область застосування технології «стіна в ґрунті».
2. Розглянуто питання проектування основ і фундаментів на просадних ґрунтах. Викладений матеріал містить заходи щодо поліпшення будівельних властивостей просідаючих ґрунтів, які досягаються їх ущільненням або закріпленням, пристроєм ґрунтових подушок і т.д.
3. Виконано обґрунтування застосування огорожувальної конструкції «стіна в ґрунті» на просадних ґрунтах. Представлені форми деформацій будинків на просадних ґрунтах.
4. Запропоновано сучасні способи захисту розвитку нерівномірних осідань будівель розташованих на просадних ґрунтах.
5. Виконано чисельне моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву навколо системи «фундамент-охоронна конструкція» з використанням програмного продукту FLAC 7.0 2D.
6. Виконано визначення додаткових осідань фундаменту існуючої будівлі від нового будівництва з урахуванням гірничо-геологічних умов і параметрів огорожувальних конструкцій.
7. Обґрунтовано визначення раціональних параметрів захисних заходів, покликаних небезпечними деформаціями фундаментів існуючих будівель при будівництві нових з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів, що підстилаються.
8. Встановлено, що захисну конструкцію «стіна в ґрунті» розміщують на відстані 5 м, що дозволяє забезпечити захист двох будівель від нерівномірних осідань і при цьому величини допустимих значень осідань фундаментних конструкцій відповідають нормативним значенням. При цьому було враховано природний і зволожений стан просадних ґрунтів.
9. Представлено обґрунтування допустимих значень деформацій досліджуваних об'єктів.

## СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. Электронный ресурс: [http://dolomit-pk.ru/useful/stena\\_v\\_grunte/](http://dolomit-pk.ru/useful/stena_v_grunte/)
2. Электронный ресурс: <http://www.ohranatruda.ru/> Бесплатная электронная библиотека специалиста (инженера) по охране труда.
3. Шаповал В.Г., Седин В.Л., Шаповал А.В., Моркляник Б. В., Андреев В.С. Механика грунтов: Учебник.– Днепропетровск: Пороги, 2010.-168 с. Электронный ресурс: <http://www.znaytovar.ru/>
4. Б.В. Дерягиным
5. СНиП 11-15-74 «Строительные нормы и правила»
6. Абелев М.Ю. Исследование особенностей строительства на макропористых водонасыщенных глинистых грунтах: Сб. трудов. М.: ГАСИС, 2002. С. 4-12.
7. Абелев М.Ю., Крутов В.И. Выправление кренов жилого дома на просадочных лессовых грунтах, регулируемым замачиванием // Основания, фундаменты и механика грунтов. 2000. № 5. С. 15-18
8. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных грунтах. М.: Стройиздат, 1979. 271 с
9. 78. Диковский А.Л. Прогноз просадки лессовых пород. Качество и эффективность различных материалов // Инженерная геология. 1984. № 6. С. 12-18.
10. Зиангиров Р. С. Оценка изменения инженерно-геологических свойств глинистых грунтов оснований при подтоплении проточными водами: Всесоюз. совещ. «Процессы подтопления застроенных территорий грунтовыми водами (прогноз и защита)». Ч. 1. Новосибирск, 1984. С. 18-20.
11. Ананьев В.П. Минералогический состав и свойства лёссовых грунтов. Ростов-на-Дону: Изд-во Ростовского ун-та, 1964. 218 с.
12. Ананьев В.П., Браиловский Г.Л., Приходченко О.Е. К вопросу о прогнозировании деформаций лёссовой просадочной толщи при подъеме уровня грунтовых вод // Ростов, Изв. Сев.-Кавказ, научн. центра Высшей школы / Технические науки. 308 1977. № 4. С. 61-64.

13. Ананьев В.П., Гильман Я.Д., Коробкин В.И. и др. Лессовые породы как основания зданий и сооружений. Ростов-на-Дону: Изд. Ростовского университета, 1976. 195 с.
14. СНиП 2.02.01- 83 «Основания зданий и сооружений».
15. Электронный ресурс :<http://www.eccpf.com/>
16. Электронный ресурс <http://ru.stroiteli-spravochnik-164>
17. ДБН В.1.1-5-2000. Будинки і споруди на підроблюваних територіях і просідаючих ґрунтах.
18. Силкин А. М. Основания и фундаменты: учебн. и учебн. пособ. [для студ. высш. учебн. заведений] / А. М. Силкин, Н. Н. Фролов. — М.: Агропромиздат, 1987. — 288 с.
19. Основания и фундаменты / Г. И. Швецов, И. В. Носков, А. Д. Слободян, Г. С. Коськова. -М.: Высш. шк, 1991. — 383 с.
20. Инструкция по проектированию бескаркасных жилых домов, строящихся на просадочных грунтах с применением комплекса мероприятий. РСН 297-78. — Киев: НИИСП, 1978. — 106 с.
21. Малинин А. Г. Струйная цементация грунтов. — М.: ОАО изд. Стройиздат, 2010. — 226 с.
22. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. — К.: Мінрегіонбуд Укр., 2009.
23. Электронный ресурс: <http://stroy-spravka.ru>
24. Абелев Ю.М., Абелев М.Ю. Основы проектирования и строительства на просадочных макропористых грунтах, - М: Стройиздат 1968, 432с.
25. 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. — 480с., ил. — (справочник проектировщика)
26. FLAC Version 7.0. Online Manual. Fifth Edition (FLAC Version 7.0) September 2011

27. А.В. Солодянкин, А.С. Ковров, Н.Н. Рубан. Исследование физико-механических свойств просадочных грунтов балки Евпаторийская г.Днепропетровска., Науковий вісник НГУ, 2015, № 1, с.15-20.

28. ДБН В.2.1-10-2009. Основания и фундаменты и сооружения.

29. М.Л. Зоценко, О.В. Борт. Ефективність роз'єднувальних стінок у ґрунті при захисті існуючих будівель від впливу новобудов/ Бетон і залізобетон, 2007 №6, с. 10-14.

## Зіставлення результатів моделювання з допустимими значеннями

Таблиця 1.

## Допустимі деформації будівель і споруд

Характеристики будівель та споруд	Відносна різниця осідань, $\Delta s/l$	Середнє $s$ або максимальне (в дужках) осідання $s_{max}$ , см
Відповідно ДБН В.2.1-10-2009		
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові будівлі з повним каркасом: залізобетонними;  то ж з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітних конструкцій;  сталевим;  то ж, з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів	0,002	(10)
	0,003	(15)
	0,004	(15)
	0,005	(18)
	0,006	(20)
3. Багатоповерхові безкаркасні будівлі з несучими стінами:  великопанельні;  крупноблокового або цегляні (без армування);	0,0016	12
	0,002	12
те ж, з армуванням, в тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також споруд монолітних конструкцій	0,0024	18

<b>Відповідно до стандарту Австралії</b>		
рамні каркаси з несучими огорожувальними конструкціями	0,0033	(4)
За рекомендацією Дж. Ф.Саурса		
залізобетонні каркаси будівель	0,0025-0,004	(5-10)
сталеві каркаси нерозрізні	0,002	(5-10)
те ж, з шарнірними з'єднаннями колон з ригелями	0,005	(5-10)
при появі тріщин в стінах	0,002	
високі цегляні нерозрізні стіни	0,0005-0,001	(2,5-5)
залізобетонні несучі навісні стіни	0,003	
<b>За рекомендацією С.М. Сотникова для існуючих будівель, поблизу яких планується зведення нових *</b>		
Безкаркасні будівлі зі стінами з цегли або крупних блоків без армування при ступеня пошкоджень:		
1	0,003	(4)
2	0,0015	(3)
3	0,001	(2)
Те ж, з армуванням або железобетонним поясами при ступеня пошкоджень:		
1	0,0035	(6)
2	0,0018	(4)
3	0,0012	(3)
* примітка: тут додаткова осадка існуючої будівлі біля лінії примикання нової будівлі; $\Delta s = s_{\max} - s_{\min}$ , где $s_{\min}$ - осідання точки, віддаленої від лінії примикання на відстані $l$ , яке встановлюється в залежності від конструкції будівлі.		