

Міністерство освіти і науки України  
Національний технічний університет  
«Дніпровська політехніка»

Природничих наук та технологій

(факультет)

Кафедра гідрогеології та інженерної геології

(повна назва)

**ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА**

кваліфікаційної роботи ступеню бакалавра

(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студента Гребенюк Валентини Русланівни

(ПІБ)

академічної групи 103-17-2

(шифр)

спеціальності 103 Науки про Землю

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою «Гідрогеологія»

(офіційна назва)

на тему: «Вплив інженерно-геологічної будови ґрунтового масиву на суфозійні процеси та деталізація їх розгляду на об'єкті заплавної тераси р.Дніпро»

(назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Дерев'ягіна Н. І.			
розділів:				
Загальний	Дерев'ягіна Н. І.			
Спеціальний	Дерев'ягіна Н. І.			

Рецензент	Куцевол М. Л.			
-----------	---------------	--	--	--

Нормоконтролер	Загриценко А. М.			
----------------	------------------	--	--	--

Дніпро  
2021



КАФЕДРА  
ГІДРОГЕОЛОГІЇ  
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

**ЗАТВЕРДЖЕНО:**  
завідувач кафедри  
гідрогеології та інженерної геології  
(повна назва)

\_\_\_\_\_ Рудаков Д.В.  
(підпис) (прізвище, ініціали)  
« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2021 року

**ЗАВДАННЯ**  
на кваліфікаційну роботу  
ступеню бакалавра  
(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студенту Гребенюк В.Р. академічної групи 103-17-2  
(прізвище та ініціали) (шифр)

Спеціальності 103 Науки про Землю

за освітньо-професійною програмою «Гідрогеологія»

на тему: Вплив інженерно-геологічної будови ґрунтового масиву на суфозійні процеси та деталізація їх розгляду на об'єкті заплавної тераси р.Дніпро

затверджену наказом №273-с ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 19.05.2021

Розділ	Зміст	Термін виконання
Загальний		
Спеціальний		

**Завдання видано**

\_\_\_\_\_ (підпис керівника)

Дерев'ягіна Н.І.  
(прізвище, ініціали)

**Дата видачі**

**Дата подання до екзаменаційної комісії**

**Прийнято до виконання**

\_\_\_\_\_ (підпис студента)

Гребенюк В.Р.  
(прізвище, ініціали)

## РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка: 97с., 6 табл., 29 рис., 2 додатки, 51 джерело.

**Актуальність роботи.** Число міст невинно зростає, а існуючі розширюються, вимагаючи необхідних додаткових площ для забудови. При виборі будівельних майданчиків для розміщення житлових масивів, промислових комплексів, парків, в першу чергу, повинні використовуватися непридатні заплавні, заболочені, яружні території, що примикають до міст і населених пунктів. Однак, через загрозу повеней часто прибережні і заплавні території не використовуються і при плоскому рельєфі закривають вихід до водного простору. Безпосередня доступність водного простору забезпечується при захисті прибережних територій підвищенням відміток поверхні – намивних ґрунтів.

Актуальність представлених завдань, не в останню чергу, була необхідна для вирішення протиріч в оцінках причин деформації будівлі у пров. Штабному (Дніпро), що могли вплинути на прийняття інженерно-технічних заходів ліквідації її наслідків. У даній роботі представлено втілення саме такого підходу.

**Мета роботи** полягала у дослідження формування та розвитку процесів суфозії при різних інженерно-геологічних умовах території, а також обґрунтування вибору оптимальної основи будівель з урахуванням їх інженерно-геологічних особливостей.

**Об'єктом досліджень** є гідрогеомеханічні процеси, що визначають осідання та розвиток інженерно-геологічних явищ у масиві намивних ґрунтів під впливом техногенної фільтрації.

**Наукове та практичне значення** обґрунтовано можливістю використовувати методика і план досліджень для з'ясування причин деформації будинку і розробки заходів щодо їх ліквідації.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ОСІДАННЯ, ДЕФОРМАЦІЯ БУДІВЛІ,  
ІНЖЕНЕРНО-ТЕХНІЧНІ ЗАХОДИ, НАМИВНІ ГРУНТИ, ПІСКИ, ГРУНТОВІ  
ПОДУШКИ.



## ВСТУП

### РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН ПИТАННЯ ЩОДО УТВОРЕННЯ НАМИВНИХ ТЕРИТОРІЙ ТА БУДІВНИЦТВА НА НИХ

1.1 Досвід застосування намиву

1.2 Технологія намиву

1.3 Аналіз результатів досліджень намивних ґрунтів

1.4. Існуючі методи контролю якості намивних основ

1.5. Типи фундаментів, побудованих на намивних територіях

### РОЗДІЛ 2. ОСНОВНІ ЗАСАДИ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ І ВЛАШТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРОМИСЛОВИХ І ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД НА ТЕРИТОРІЯХ З РОЗПОВСЮДЖЕННЯМ СУФОЗІЙНИХ ПРОЦЕСІВ

2.1. Інженерно-геологічна типизація основ при наявності суфозійних процесів

2.2. Визначення розрахункових характеристик намивних пісків

2.3. Встановлення геолого-гідрологічних термінів початку забудови намивних територій

2.4. Інженерно-геологічні процеси, що супроводжують процес експлуатації намивних ґрунтів

2.4.1 Сутність поняття та явища суфозії

2.4.2. Динаміка розвитку явища суфозії

2.4.3 Вплив суфозії на розвиток інженерно-геологічних явищ, суфозійна стійкість ґрунтів.

2.5. Вибір і проектування оптимальних варіантів фундаментів

2.6. Проведення інженерно-геологічних робіт із влаштування фундаментів на намивних піщаних ґрунтах

### РОЗДІЛ 3. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ОБ'ЄКТУ Ж/М ПЕРЕМОГА

### 3.1 Коротка геолого-гідрогеологічна характеристика Дніпровського регіону

#### 3.1.1 Геологічна будова

#### 3.1.2 Тектоніка району

#### 3.1.3 Гідрогеологічні умови району

### 3.2. Фізико-географічні та інженерно - геологічні умови об'єкта Набережна Перемоги 10

#### 3.2.1 Загальні відомості про об'єкт досліджень

#### 3.2.2 Геолого-гідрогеологічна будова

#### 3.3. Фізико - механічні властивості ґрунтів

## РОЗДІЛ 4. ВИБІР І ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ І ЗАХОДІВ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ БУДІВЛІ ПО ПРОВ. ШТАБНОМУ

#### 4.1 Геотехнічний стан об'єкта

#### 4.2. Аналіз факторів і причин аварійного стану ділянки сполучення блоків 1 і 2 будинку

#### 4.3 Розрахунок осідання будівлі

#### 4.4 Рекомендації щодо ліквідації аварійного стану ділянки між блоками 1 і 2

#### 4.5 Фактичні результати реалізованих заходів згідно рекомендацій

### ВИСНОВОК

### СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ



## ВСТУП

Обрана тема надзвичайно актуальна для України та нашої області тому, що число міст невинно зростає, а існуючі розширюються, вимагаючи необхідних додаткових площ для забудови. При виборі будівельних майданчиків слід брати до уваги в першу чергу розміщення майбутньої споруди та будову самого фундаменту ґрунту. Треба брати до уваги де розташоване саме місто та які непридатні до забудови заплавні, заболочені, яружні території, примикають до міст і населених пунктів. Їх треба використовувати у першу чергу.

Раніше дуже багато міст формувалися на прибережних територіях морів, озер, річок, проте території поблизу берегу часто не використовувалися через загрозу затоплення під час повеней. Часто ці території перекривали прямий доступ до водного простору. Для захисту прибережних територій використовується підвищення максимальних відміток території - намив. Проте ці території також піддаються підземним ерозійним процесам.

Метою роботи є дослідження формування та розвитку процесів суфозії при різних інженерно-геологічних умовах території, а також обґрунтування вибору оптимальної основи будівель з урахуванням їх інженерно-геологічних особливостей.

Для її досягнення були поставлені та вирішені наступні завдання:

- вивчити сучасний стан питання щодо утворення намивних територій та будівництва на них;
- провести детальну характеристику процесу суфозії, що супроводжує експлуатацію намивних ґрунтів;
- проаналізувати засади щодо проектування і влаштування основ і фундаментів промислових і цивільних будівель і споруд на намивних ґрунтах;



- проаналізувати зміни фізико-механічних властивостей намівних ґрунтів з глибиною, і виявити фактори, що впливають на їх зміну;
- визначити причини та фактори, що передували деформаціям будинку за адресою пров. Штабний, 3;
- розробити рекомендації щодо ліквідації деформацій будинку.



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

# 1. СУЧАСНИЙ СТАН ПИТАННЯ ЩОДО УТВОРЕННЯ НАМИВНИХ ТЕРИТОРІЙ ТА БУДІВНИЦТВА НА НИХ

## 1.1. Досвід застосування наміву

Гідромеханізований спосіб наміву заплавних територій є одним з ефективних і високопродуктивних способів комплексної механізації, що забезпечує прискорення і підвищення ефективності штучних основ для будівництва висотних житлових будинків та важких промислових споруд. Застосування цього способу дозволяє повністю механізувати і об'єднати в єдиний цикл процес розробки, транспортування і укладання ґрунту на заплавних територіях.[1]

Застосування гідромеханізації в будівництві починається з середини ХІХ століття. Спочатку гідромеханізація використовували для днопоглиблювальних робіт і в гірничій справі. Намитий ґрунт зазвичай вкладався в неорганізовані відвали.

В гідротехнічному будівництві намів був вперше застосований в Каліфорнії в 1866 році для розробки, транспортування і укладання ґрунту при нарощуванні греблі Темеспаль, а через кілька років на дамбі Сан-Леандро [2]. При цьому виявилася висока ефективність гідромеханізованих робіт в порівнянні з сухим відсіпанням.

У 1937 р в м. Сан-Франциско, для міжнародної виставки, був намитий штучний острів площею 1,6 км<sup>2</sup>. У м. Новий Орлеан територія аеропорту, яка складає 4,8 млн.м<sup>3</sup> ґрунту, була намита на місці озера. У нижній частині затоки Сан-Франциско на заболоченому місці намита територія р. Фостера площею понад 1000 га, ґрунт транспортувався на відстань 9 км. Гідромеханізований спосіб виробництва земляних робіт завдяки багатьом позитивним властивостям отримав велике поширення в світі.

У Гонконзі протягом 130 років було відвойовано у моря 880 га території шляхом наміву в акваторії. В м. Кагосіма (Японія) в центрі міста була наполовину знесена гора (чим одночасно усувалася загроза обвалів і зсувів), і за допомогою гідромеханізації перенесена в лагуну, де було утворено 65 га території, використаної під забудову житловими будинками.

У Чехії в заплаві р. Мерхи у м. Остроковіц для спорудження робочого селища наміта територія шаром піску 2-6 м.

В Югославії під будівництво Нового Белграда, розрахованого на 220 тис. осіб, була відведена територія на місці болота, на яке був намитий п'ятиметровий шар піску [2, 3, 4].

В СРСР гідромеханізація отримала широке застосування в гідротехнічному будівництві: Іваньківська гребля на р. Волга (1935-37 рр.), в післявоєнні роки греблі Цимлянська ГЕС, Київська, Кременчуцька, Каховська, Камська, Горьковська, Волжська, Каунаська. У 1970 році проводився намів гребель Чебоксарської ГЕС на Волзі, Ризької на Даугаві, Канівської на Дніпрі та ін (рис. 1.1).



## Рисунок 1.1 – Київська ГЕС

У 1939 році в СРСР для намівних ґрунтів було запропоновано нове рішення пристрою укосів, схильних до хвильового впливу: так званий "штучний приплеск", при якому укіс повторює профіль природних пляжів, що утворюються на піщаних берегах озер і морів [5, 6, 7]. Такий "штучний приплеск" був вперше виконаний засобами гідромеханізації на Рибінській ГЕС. Таким чином, виник новий тип намівної однорідної піщаної греблі розпластаного профілю заввишки до 10-15 м. При виконанні перерахованих робіт у дослідників зародилася думка про використання заплачних земель і засобів гідромеханізації для будівництва промислових і цивільних будівель.

Перші території були наміті в 1933-34 рр. в колишньому Ленінграді для будівництва пасажирського порту на узбережжі Фінської затоки і через кілька років майданчики металургійного комбінату в м. Маріуполі. Але це були лише окремі ділянки. У 1948 році ідею використання гідронамиву для територій під будівництво розглядає в своїй дисертації В.В.Добровольській [5, 8]. Починають застосовувати намів територій під будівництво аеродромів. Але справжньою революцією в гідромеханізації вважаються 1954-55 роки. У ці роки почав впроваджуватися безстакадний спосіб намиву (ліквідував ручну працю і дозволив майже вдвічі збільшити продуктивність при значній економії матеріалів) з використанням техніки, що раніше застосовувалася в гідроенергетичному будівництві. Наміті нові території для спорудження Центрального стадіону імені В. І. Леніна в Москві, для виробничих комплексів в м. Волгограді, для моторного заводу в м. Горькому.

По Україні намів територій під будівництво ведеться в м. Києві, Дніпропетровську, Херсоні, Черкасах, Харкові, Запоріжжі та інших містах. Починаючи з 1950-х років в м. Києві намівались території під житлові масиви

Русанівка(130 га), Березняки(240 га), Оболонь(960 га), Позняки, Лісовий масив, Дарниця, Лівобережна, Троєщина(1600 га), Сирець і т.д[1]

В місті Харкові 522 мікрорайон (Піски) в районі моста через річку Харків на лівому березі по вулиці Героїв Праці. Частково розташована на намивних грунтах. [9]

У Запоріжжі, побудований в 1984 житловий масив Південний в Комунарському районі, крайній південній частині міста Запоріжжя знаходиться на намивних грунтах. Забудовувалася ця частина Запоріжжя на намивній території Миколаївської заплави площею в 600 га, планувалося покрити територію шаром піску висотою в 5 м. Добутий з русла Дніпра пісок укладався в проектну (по забудові) частину заплави. (рис.1.2) [9]

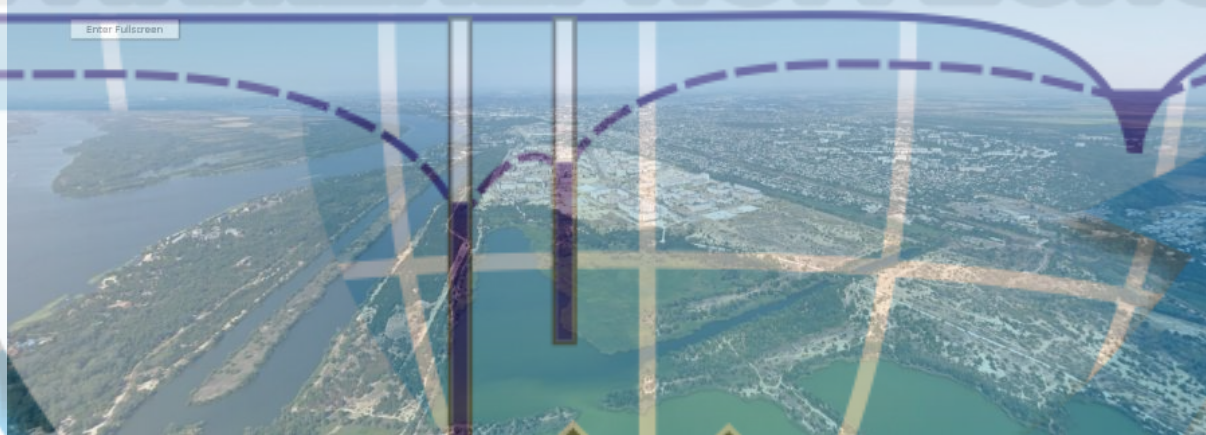


Рисунок 1.2 Запоріжжя. Житловий масив Південний

Таке масове поширення намиву стало можливим завдяки забезпеченню в цих районах головних умов: наявності значних запасів середньої крупності і дрібних пісків в заплавах річок, близькістю кар'єрів до місця укладання пісків і наявністю водних ресурсів на місці розробки ґрунту [5].

## 1.2. Технологія намиву

Виділяється три стадії формування властивостей намивних ґрунтів: ущільнення, зміцнення та стабілізація стану ґрунту. На властивості намивних ґрунтів впливає фізико-географічні чинники (рельєфу ложа, клімату та ін.), інженерно-геологічні властивості основи намивної споруди (склад, стан основи), а також властивості ґрунтів, що підстилають намивні споруди. [10]

Для намиву застосовні різні ґрунти, як незв'язні (піски різного гранулометричного складу), так і зв'язні (супіски, суглинки і т. д.). Ґрунти, що використовуються для намиву, повинні задовольняти ряд вимог. Для попереднього визначення ступеня придатності ґрунтів користуються графіком (Рис.1.3), на якому нанесені рекомендовані граничні криві придатності кар'єрних ґрунтів для намиву. [11]

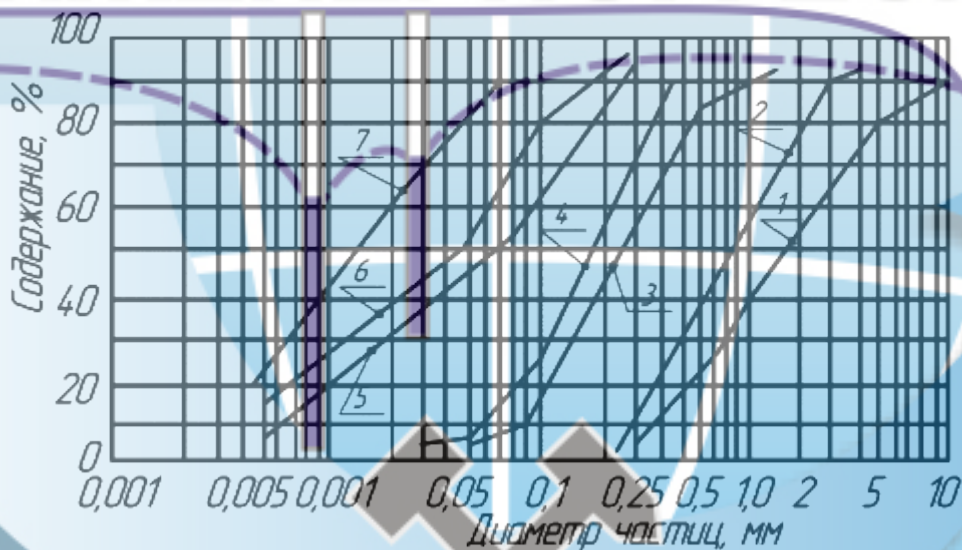


Рис.1.3 Групи кар'єрних ґрунтів для намиву:

Пісок: 1 - гравелистий; 2 - великий; 3 - середньої крупності; 4 - дрібний; 5 - пилюватий; 6 - супісок; 7 – суглинок.

Спосіб, схему намиву і технологічні параметри слід призначати в основному виходячи з вищеперахованих факторів. Проте треба мати на увазі стійкість природної підстави і вимоги до намитої основи, прийнятих в проекті і передбачених технічними умовами. [12, 13]

Намив здійснюється шляхом організованого випуску пульпи і примусового обмеження контурів насипу що будується. Потік пульпи надходить на внутрішній простір споруди, зване пляжем намиву. При двосторонньому намивання в центрі утворюється відстійний прудок, регулюванням рівнів в якому забезпечують необхідний час відстою і потрібний ступінь осадження частинок ґрунту. Відстоюну воду за допомогою збірних колодязів і трубопроводів відводять за межі ділянки або карти намиву. Щоб уникнути розтікання пульпи за межі будуємого насипу і для формування її зовнішніх укосів влаштовують обвалування. Причому до початку намиву відсипають дамбочки первинного обвалування, а в процесі намиву - попутного обвалування.

Насипи з пульпи намивають шарами товщиною 20-25 см. Розподільні пульпопроводи при намивання періодично перекладають по висоті відповідно до прийнятої розбивкою на яруси намиву. Висота ярусу і, отже, частота перекладки труб залежать від способу намиву. На практиці застосовують три основних способи - естакадний, низькоопірний і безестакадний, і два менш поширених.

Естакадний спосіб намиву, найбільш поширений. Розподільний трубопровід на картах намиву укладають на дерев'яних естакадах висотою 5 м. У трубопроводі через кожні 6 м по довжині є спеціальні випуски у вигляді патрубків з регульованими засувками, через які гідросуміш випускають на пляж намиву. У міру намиву стійки естакади залишають в ґрунті, а горизонтальні її елементи видаляють. Після намиву одного ярусу висотою 4-5 м

влаштовують естакади наступного, на які перекладають розподільний трубопровід, і починають намив наступного ярусу.

Безестакадний спосіб є основним при зведенні намивних споруд. Розподільний трубопровід укладають безпосередньо на поверхню намивного ґрунту, а гідросуміш випускають з торця трубопроводу. Труби стикаються за допомогою швидко-з'єднань і в процесі намиву нарощують за допомогою крана. У міру намиву трубопровід переміщують паралельно бровці зовнішнього укосу насипу, зберігаючи протягом всього намиву постійну відстань від бровки, рівну 7-8 м. При використанні безестакадного способу процес намиву повністю механізований, внаслідок чого підвищується продуктивність праці.

Низькоопірний спосіб застосовують рідко. Розподільний трубопровід укладають на інвентарних низьких опорах, а гідросуміш випускають з торця цього трубопроводу, що розбирається в процесі намиву. Товщина намивного шару ґрунту становить 1 - 1,2 м. За ступенем механізації цей спосіб наближається до безестакадного, а характером намиву і розподілу ґрунту - до естакадного. [13]

Таблиця 1.1

Вибір способу намиву і технологічної схеми в залежності від виду ґрунту і типу природної підстави[12]

Спосіб намиву	Технологічна схема	Кар'єрний ґрунт	Тип природної підстави
Естакадний	Одностороння, розосереджено-торцева, зустрічно-торцева	Супісок, суглинок, глина	Стійка I, II
Низькоопірний	Піонерного-торцева,	Супісок, пісок пилуватий	Стійка I, II



	зустрічно-торцева, одностороння		
	Одностороння, розосереджено-торцева		Нестійка III
Пошарово-грунтоопорний	Піонерно-торцева	Пісок пилуватий	Стійка I, II
	Одностороння, зональна		Стійка I, II Нестійка III
Безестакадний	Піонерного-торцева, одностороння	Пісок гравелистий, великий, середній, дрібний	Стійка I, II
	Двоярусна, одношарова	Пісок середній	Стійка I
	Циклічна, дренажна	Пісок середній, дрібний	Нестійка III
Виторфв'яно-намивний	Дренажна	Пісок середній, дрібний	Нестійка III

Як показала практика будівництва на намивних піщаних ґрунтах в м. Києві і багатьох інших містах України (Черкаси, Дніпропетровськ, Запоріжжя), намивні піщані ґрунти вже через 0,5-1,0 рік після намиву можна оцінити як добрі надійні основи. В результаті намиву на всій території створюється піщаний шар потужністю 5,0-6,0 м, який складається із однорідного піску дрібного або середньої крупності, середньої щільності. [14]

### 1.3. Аналіз результатів досліджень намивних ґрунтів

Штучно намиті піски внаслідок своїх специфічних особливостей укладання істотно відрізняються від пісків природного залягання.

За визначенням Юфіна А.П. [15], це складний, нерівномірний рух безнапірного потоку неоднорідної рідини зі змінною консистенцією, що змінюється по шляху намиву розміром матеріалу, що виноситься, причому розтікання цієї рідини відбувається по ложу з мінливим ухилом і змінною шорсткістю.

Експериментальні дослідження показали, що якість намивної основи залежить від способу намиву (естакадний, безестакадний, односторонній з різними умовами відводу освітленої води і потужністю шару), консистенції, питомої витрати гідросуміші, гранулометричного і петрографічного складу кар'єрного ґрунту, інтенсивності намиву [16, 17, 18] та ін. Все це необхідно враховувати при дослідженні зміцнення ґрунту і визначенні несучої здатності основи. До особливостей укладання піску при намиванні слід віднести розподіл його по крупності і щільності на карті намиву. Залежно від технологічної схеми намиву і енергетичних показників потоку гідросуміші формується різна будова намитого ґрунту, основними особливостями якого згідно тверджень І.Я.Русінова [19], є: своєрідна текстура, яка характеризується нерівномірним розподілом часток по крупності в вертикальній площині; специфічний розподіл часток ґрунту по крупності уздовж осі намитих споруд; виражене орієнтування окремих частинок в вертикальній і горизонтальній площинах. І.Я.Русінов підкреслює істотний вплив на властивості намитих пісків за їх текстурою, яку він класифікує на мікрошарувату, шарувато грядово і зім'яту. Найбільш сприятливою є мікрошарувата текстура намитого піску.

І.А.Шнеер встановив, що щільність укладання піску при розповсюдженні гідросуміші по надводному пляжу в значній мірі визначається гідравлічним режимом потоку [20]. У зоні незначного турбулентного перемішування пульпи створюються оптимальні умови переміщення і осадження частинок, що призводять їх до вельми щільною укладанні (коефіцієнт відносної щільності 0,66). При інтенсивному турбулентному переміщенні частинки, що знаходяться в підвішеному стані, безладно випадають в осад, утворюючи відкладення з низькою щільністю - 0,19. Внаслідок хвильової структури потоку гідросуміші ці зони чергуються, утворюючи нерівну поверхню карти намиву з різною щільністю піску в кожній мікрзоні. Разом з тим для всіх способів намиву характерна типове шарувате укладання піску [21, 22].

За даними І.Я.Русінова [23] встановлено, що найбільша щільність відкладень намитого ґрунту виникає при мінімальній, дуже малій консистенції пульпи. Збільшення ( $S_v = 12 - 18\%$ ) призведе до деякого зменшення щільності намитого ґрунту. За наступним збільшенням консистенції до  $S_v = 50\%$ , відповідає подальше, хоча і не різке зниження щільності. При збільшенні  $S_v$  від 50 до 113% подальшого зниження щільності намитого ґрунту майже не спостерігається. За дослідями І.Я.Русінова можна спостерігати, що щільність неоднорідного піску дещо збільшується по довжині відкладень, і це може бути віднесено за рахунок впливу консистенції пульпи, що поступово зменшується.

Р.В.Уїтман в своїй роботі [24] робить висновок, що намив дає лише середню щільність і не може дати щільного укладання піску.

В.А.Мелентьев на підставі своїх дослідів робить висновок, що для підвищення щільності намитого ґрунту рекомендується вести намив з великими питомими витратами на довгих схилах, на вузькопрофільних намивах щільність менше, ніж на великих площах [18].

Одним з основних факторів, що визначають щільність намитих ґрунтів є їх гранулометричний склад. Прогнозування щільності намитого ґрунту може

бути здійснено на основі вивчення гранулометричного складу кар'єрного ґрунту, при цьому розуміється, що повинен бути прийнятий до уваги і передбачуваний характер фракціонування частинок при намиванні.

І.Я.Русінов розглядає намиті ґрунти як конгломерат двухфракційних сумішей, кожна з яких складається з основної фракції і заповнювача [23]. Найбільшу щільність в цих умовах будуть мати такі намиті ґрунти, у яких кожна основна фракція буде мати у своєму розпорядженні відповідний заповнювач, вагове дозування якого буде коливатися в межах заданої норми. Найменша щільність буде відповідати таким ґрунтам, в складі яких буде матися надлишок заповнювача.

А.І. Огурцов дослідним шляхом встановив, що коефіцієнт неоднорідності повинен бути не менше 5, проте намив можна робити і з більш однорідних ґрунтів [24].

У дослідженнях М.І.Хазанова, Й.Я.Русінова, Н.П.Колпашнікова [19, 21], велике значення надається вмісту в піску частинок менше 0,1 мм. В результаті своїх дослідів І.П.Колпашніков робить висновок, що при добавках до піску пилюватих фракцій до 10%, опір зрушенню не знижується, однак наявність пилюватих частинок затримує консолідацію намитої основи.

Характерним фактором, що впливає на щільність піску є форма частинок. У роботах І.В.Дудлера і М.І.Хазанова [21, 22] в результаті численних досліджень зроблено висновок, що при однаковій щільності сухого ґрунту, але різної окатаності, опір зондування різний. При однаковій щільності сухого ґрунту, однаковій вологості, пористості і часі намиву, більш окатані частки укладалися більш щільно, що веде до збільшення щільності намитого піску. У своїх роботах А.Д.Потапов стверджує, що з ростом обробки піску зменшується максимальна вологоємність і знижуються значення міцності [5].

При будівництві вирішальне значення належить фактору часу. Теоретичні основи процесів ущільнення ґрунтів у часі розроблені в працях Н.А.Цитовіча,

В.А.Флоріна, М.Н.Гольдштейна, М.В.Малишева, Н.Н.Маслова [26, 27, 28, 29, 30].

#### 1.4. Існуючі методи контролю якості наливних основ

Будівельні властивості наливних піщаних основ формуються в короткий час після наливу, проте темпи будівництва нерідко випереджають і ці терміни, а використання наливних ґрунтів як основ під багатоповерхові будівлі, передають на ґрунти великі навантаження, тому необхідно пред'являти високі вимоги.

Контроль якості повинен передбачати найбільш повне визначення властивостей наливного ґрунту і в даний час складається з:

- визначення гранулометричного складу налитого піску в тілі насипу;
- щільності складення піску різними способами шляхом відбору зразків ґрунту непорушеної структури ріжучими кільцями, проведенням зондуючих випробувань, за допомогою реєстрації радіоактивних випромінювань та ін;
- визначення потенційної можливості доущільнення піску за допомогою поверхневого і глибинного віброущільнення.

Найбільш поширеним критерієм якості наливу піщаних ґрунтів прийнято вважати щільність їх укладання. Цей показник покладено в основу більшості існуючих в даний час технічних умов і норм на зведення наливних споруд, а також по суті є вихідним при проектуванні природних піщаних основ будівель та споруд.

Щільність оцінюється за величиною щільності сухого ґрунту і коефіцієнту пористості. Використання в якості характеристик щільності щільність сухого ґрунту, пористості або коефіцієнта пористості засноване на припущенні, що однакові за гранулометричним складом піски мають однакові межі зміни цих величин. Недоліком цих показників є те, що по ним не можна

судити про потенційну можливість зміни щільності піску, так як невідомо якому стану вона відповідає: пухкому, коли пісок може деформуватися навіть при незначному впливі, або щільному, коли зерна покладені повністю і він є стійкою системою. При цьому треба мати на увазі, що в залежності від гранулометричного і мінералогічного складу, однорідності, шорсткості і окатаності зерен інтервали можливої зміни щільності - від гранично пухкої до гранично щільної - виявляються різними. Для отримання достатньо надійних показників щільності проводиться масовий відбір проб. У житлово-цивільному будівництві показниками властивостей ґрунту, на основі яких можна оцінити якість намиву прийнято вважати щільність укладання (щільність сухого ґрунту), коефіцієнт пористості, ступінь неоднорідності і гранулометричний склад.

В останні роки набув поширення радіоізотопний метод, що дозволяє виробляти багаторазові вимірювання щільності в масиві без порушення його цілісності [3, 31, 5].

### **1.5. Типи фундаментів, побудованих на намивних територіях**

В даний час територіальне розширення міст, що розвиваються, відбувається за рахунок освоєння "незручних" територій - затоплених і заболочених, заплавних, ярів і т.п.

Освоєння і забудова цих територій потребує більш детального вивчення інженерно-геологічних властивостей як намивних, так і підстилаючих ґрунтів. Це в першу чергу відноситься до майданчиків в Києві, Дніпрі та ін. Всі вони мають свої регіональні особливості. Потужність намивного шару вимірюється від 1,5 до 18 м. Для кожного регіону характерні свої типи поєднань намивних і підстилаючих природних відкладень. Забудовуються намивні території будинками різної поверховості: від 5-ти до 20-ти поверхових.

У більшості міст здійснюється забудова в основному багатоповерховими будинками. Раніше для великопанельних житлових будинків в 5 і 9 поверхів, а також цегляних 5-поверхових і інших громадських будівель до 5 поверхів застосовувались фундаменти мілкового закладення з типових стрічкових блоків. Для великопанельних будинків висотою 9-16 поверхів застосовувались стрічкові фундаменти і різні конструкції свай. Для будинків підвищеної поверховості застосовуються забивні сваї з прорізом намивного шару, слабкими ґрунтами і опертям свай в підстилаючі щільні піски.

Занурення цих свай часто можливо тільки із застосуванням лідерних свердловин.

Спостереження за осіданнями будівель, побудованих на намивних ґрунтах показали:

- осідання п'ятиповерхових будинків на стрічкових фундаментах від 16 до 39 мм, на свайних - до 38 мм;
- осідання 9-поверхових будинків від 19 до 57,5 мм.

Величини осідань показали, що для даного класу будівель на основи можна допускати більш значні навантаження.

При забудові намивної території на місці Мещерського озера в м.Горькому в деяких мікрорайонах до 80% будівель проектувалось на свайних фундаментах. При розширенні одного із судноремонтних заводів на намивних пісках середньої крупності, середньої щільності потужністю до 9 м були запроектовані сваї перерізом 35x35 см і довжиною 12-14 м під навантаження 400 кН. Сваї занурені не до проектної позначки і були зрубані. Випробування 6-метрових свай показали, що вони сприймають навантаження близько 1000 кН. В даному випадку їх застосування призвело до подорожчання будівництва і значних перевитрат матеріалів і засобів.

Житлові масиви Дніпра, Черкас, Миколаєва, Києва, Херсона та інших міст України забудовувались переважно 9-ти і 16-ти поверховими будинками.

Більшість будівель на свайних фундаментах. І якщо в м. Херсоні це цілком виправдано, тому що намитий пісок є там тільки пригрузкою, а нижче залягають ґрунти перешаровуються ілами і замуленими ґрунтами на великій глибині (там за розрахунком застосовуються 24-х метрові сваї), то навряд чи можна рекомендувати сваї в м. Києві або Дніпрі в місцях, де намитий пісок намитий на алювіальних з модулем деформації 25 МПа і не має прошарків слабких ґрунтів [11].

Спостереження за осіданнями будівель показують на невелику величину. Так житловими масивами "Русанівка" та "Березняки" осідання 9-ти поверхових будинків на стрічкових фундаментах становили:  $S_{\max}$  - від 4 до 10 см,  $S_{\min}$  - від 2 до 4 см.

Необхідно відзначити наявну ще в практиці проектування недовірливість до високих показників фізико-механічних властивостей намитих пісків, одержуваних в лабораторних і польових умовах і в зв'язку з цим недостатньо обґрунтоване зниження нормативного тиску на ґрунт, що тягне за собою часто заміну стрічкових фундаментів на сваїні.

Слід більш ретельно аналізувати геологічні умови і можливості, закладені в конструктивному вирішенні проекрованої будівлі, при розгляді варіантів фундаментів з метою більшої переваги стрічкових фундаментів перед свайними, як менш металомістких і дорогих.



## 2. ОСНОВНІ ЗАСАДИ ЩОДО ПРОЕКТУВАННЯ І ВЛАШТУВАННЯ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ ПРОМИСЛОВИХ І ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ І СПОРУД НА ТЕРИТОРІЯХ З РОЗПОВСЮДЖЕННЯМ СУФОЗІЙНИХ ПРОЦЕСІВ

### 2.1. Інженерно-геологічна типізація основ при наявності суфозійних процесів

При підборі типу фундаментів або глибини їх закладення для багатопверхових будівель на намивних піщаних ґрунтах в якості несучого шару може бути прийнятий намивний піщаний ґрунт або підстилаючі намивну товщу ґрунти. Вибір несучого шару залежить від багатьох факторів: геологічної будови основи, товщини намитого ґрунту, його віку, фізико-механічних властивостей намитих і підстилаючих намивні ґрунтів і їх нашарування, глибини залягання ґрунтових вод, гранично допустимих деформацій земної поверхні і її несучої здатності та ін.

За геологічною будовою намивних заплавної територій при виборі типу фундаментів і глибини закладення можна виділити по Україні шість можливих варіантів.

Перші два варіанти, де намивний пісок укладається безпосередньо на алювіальних пісок (варіант I) або між ними залишається прошарок рослинного ґрунту, тобто заторфованого супіску (варіант II) - найбільш сприятливі і зустрічаються на території Оболоні в Києві приблизно в 40% випадків. Наступні два варіанти (III і IV), з прошарками супіску та суглинку до 1,8 і 1,2 м відповідно, широко поширені (на Оболоні близько 40% випадків) і вимагають уважного вивчення при проектуванні фундаментів. Останні V і VI варіанти зустрічаються набагато рідше, особливо з потужністю торфу більше 1,0 м і є найбільш складними при проектуванні (рис. 2.1).



Рисунок 2.1 – Схеми можливих варіантів геологічної будови [5]

## 2.2. Визначення розрахункових характеристик намивних пісків

Формування фізико-механічних властивостей намивних піщаних ґрунтів і будівельних властивостей основи, що складається з намивних ґрунтів і ґрунтів природного походження, залежить від багатьох чинників: гранулометричного складу і морфології зерен кар'єрних ґрунтів, технології і потужності намиву, тривалості ущільнення, будови та стисливості підстилаючих ґрунтів.

Розрахункові значення фізико-механічних властивостей намивних піщаних ґрунтів слід приймати з урахуванням регіональних умов і перерахованих вище вихідних даних [32, **Error! Reference source not found.**, 16].

При намиванні пісків середньої крупності і дрібних середнє значення фізико-механічних властивостей для орієнтовних розрахунків слід приймати:

природна вологість в частках одиниці - 0,03 - 0,08

щільність сухого ґрунту - 1,60-1,68 г/см<sup>3</sup>

щільність частинок ґрунту - 2,65-2,66 г/ м<sup>3</sup>

коефіцієнт пористості - 0,60-0,68

коефіцієнт фільтрації - 8-12 м/добу

кут внутрішнього тертя - 29-33°

питоме зчеплення - 0,01-0,001 МПа

кут природного укосу - 31°

показник стисливості - 0,002-0,003 ГД/Па

модуль загальної деформації - 30-35 МПа.

## 2.3. Встановлення геолого-гідрогеологічних термінів початку забудови намитих територій

Встановлення термінів початку будівництва на намівних піщаних ґрунтах має велике економічне і народногосподарське значення, особливо в зв'язку з широкою практикою останніх років підготовки непридатних для будівництва земель методом намиву.

Тривалість витримування намитого ґрунту в великій мірі залежить від його ущільнення. При експериментальному вивченні процесу ущільнення основна увага дослідників [Error! Reference source not found.4, 35, 36, 37] була приділена тривалості процесу ущільнення і вивчення величин осідань насипів (рис. 2.2).

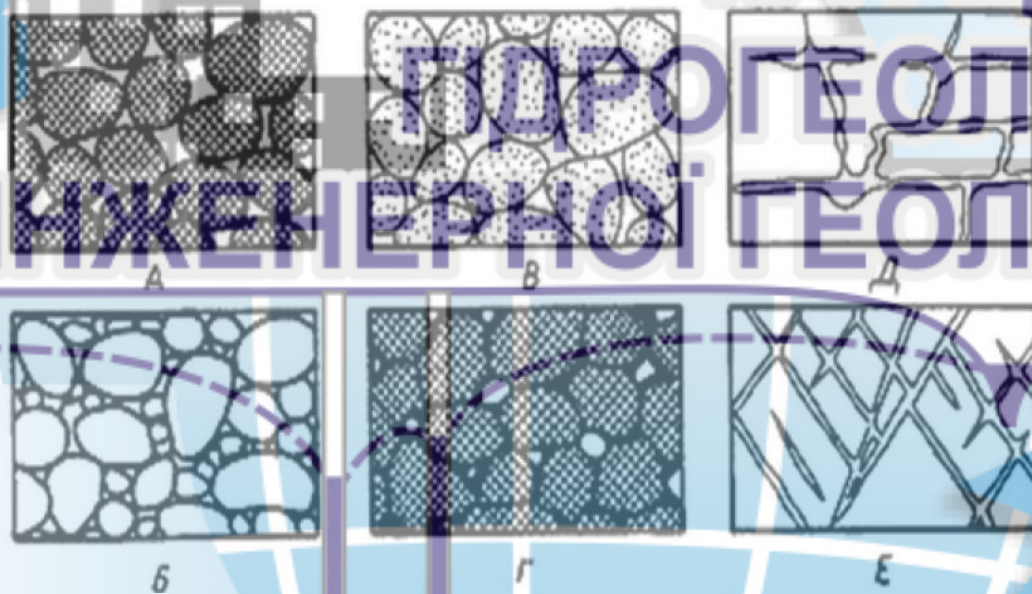


Рисунок 2.2 – Різні типи порового простору порід: *A* – добре окатаний та відсортований пісок, що має високу пористість; *B* – погано відсортований пісок, що має низьку пористість; *B* – добре відсортована порода, зерна якої також пористі; *Г* – добре відсортована порода, пористість якої зменшена вмістом мінеральної речовини в просторі між зернами; *Д* – поровий простір тріщинуватих вапняків, частково розширений розчиненням; *Е* – порода, що стала пористою внаслідок виникнення тріщини

Намивний пісок дрібної і середньої крупності має велику фільтруючу здатність і процес ущільнення від власної ваги намивної товщі відбувається швидко, в основному закінчуючись протягом місяця після намиву.

Якщо намив відбувається на піщаній основі, як це зустрічається в переважних випадках на заплаві р. Дніпро в межах м.Києва, де у верхній частині геологічного розрізу під ґрунтовим шаром товщиною 0,3-0,5 м залягають алювіальні піски, що мають щільність, як правило, не нижчу від середньої, то величина осідань (80%), як підстиляючого шару, так і намитої товщі закінчується в термін 1-2 місяці. Середні осідання намивної товщі 6-7 см, а підстиляючих ґрунтів близько 3,0 см [5].

Якщо ж з різних причин намивати піски доводиться на хоча і невеликі за потужністю, іноді до 1,5-2,5 м шари супіщаних, суглинистих, заторфованих ґрунтів або навіть торф, процес осідання намивної поверхні затягується за рахунок тривалої консолідації цих ґрунтів в основі намивної товщі, що і підтверджується дослідженнями авторів [5].

На території Оболони зустрічається торф товщиною шару від 0,6 до 3,2 м. Зазвичай виробляють виторфовування, однак, зустрічаються випадки, коли в зв'язку з затопленням ділянки це робити дуже важко. У таких випадках намив виробляють безпосередньо на шар торфу.

У зв'язку з відсутністю будь-яких підтверджених експериментальних даних про поведінку намивного насипу в часі для розглянутих територій, а також відсутністю нормативних документів і рекомендацій, оптимальним терміном забудови, використовуваним проектними організаціями, орієнтовно вважався раніше 1 рік.

Однак, численні експериментальні дослідження, виконані в останні роки, дають можливість судити про більш швидке протікання процесів консолідації намивної товщі і підстиляючих ґрунтів заплави Дніпра та досягнення намивними пісками високих фізико-механічних характеристик вже через 1-3

місяці після наміву. Це дозволяє переглянути існуючу думку про характер протікання консолідації намівних пісків і скоротити оптимальні терміни забудови в разі сприятливої геологічної будови підстилаючих ґрунтів до 2-3 місяців.

При наміванні на заторфовані ґрунти і на торф потужністю до 3,0 м терміни витримування насипу уточнюються спеціальними спостереженнями і розрахунками (орієнтовно понад 4-х місяців).

Правомочність такого твердження заснована на даних спостереження за осадкою ґрунтових реперів, зниженням рівня води після закінчення наміву до постійного, спостереження за осіданням будівель на стрічкових і свайних фундаментах, а також випробувань великорозмірними штампами.

Визначення щільності сухого ґрунту (намівного піску) показує, що ущільнення в основному закінчується через 2-3 місяці після наміву, проходячи більш інтенсивно в перший місяць, і надалі збільшується незначно [38, 34, 27].

Таким чином, можна зробити висновок, що пісок віком 2-3 місяці практично досягає своєї проектної щільності. Подальше його ущільнення буде йти в запас.

Якщо врахувати, що при зведенні будівлі навантаження прикладається поступово, термін зведення 9-ти поверхового великопанельного будинку не менше 3-4-х місяців, повне навантаження відбувається в термін не менше 1 року, то цілком обґрунтовано можна рекомендувати термін введення в експлуатацію намівної піщаної основи вже в термін після наміву 1-2 місяці, якщо будівлі проектується на свайних фундаментах, і в разі використання намівного піску в якості несучої основи і проектування будівель на стрічкових фундаментах - термін в 3 місяці.

#### **2.4. Інженерно-геологічні процеси, що супроводжують процес експлуатації намівних ґрунтів**

### 2.4.1 Сутність поняття та явища суфозії

В кінці минулого століття А.П. Павловим була виділена особлива сукупність геологічних процесів і явищ, пов'язаних з розчиненням і механічним руйнуванням дисперсних водопроникних порід підземними водами, наслідком чого є винесення мінеральної речовини цих порід. Він назвав цей процес підкопування або суфозія, причому латинська форма терміна виявилася вельми вдалою. Вжиті згодом спроби заміни терміна "суфозія" терміном "кластокарст" [40] не увінчалися успіхом. Згідно А.П. Павлову, суфозія пов'язана з виходом підземного потоку на денну поверхню і виражається у вигляді осідань. Незабаром, однак, стало ясно, що цим коло суфозійних явищ не обмежується, що частинки порід можуть виноситися також в поровий простір, тріщини і підземні порожнини різного (в тому числі і штучного) походження, на поверхні землі крім осідань можуть формуватися суфозійні воронки, зсуви і яри, а під землею – суфозійні порожнини. Термін "суфозія" широко увійшов в усі європейські мови, за винятком англійської, де його частковим еквівалентом є слово "piping" (Тлумачний словник. 1978). У французькій мові крім терміна "suffosion" набагато частіше можна зустріти його синонім - "renard" (Словник технічних термінів .., 1958).

В даний час є кілька класифікацій суфозії, розроблених в різні роки різними авторами (Бочков, 1936; Печеркин Закоптелов, 1982; Славянов, 1979). На даний момент основних трактувань три. Прихильники першого трактування називають суфозією тільки вільне переміщення частинок в поровому просторі дисперсних незв'язних порід під дією фільтрації води, і саме таке розуміння цього терміна в наші дні вкоренилося в англо-, франко- і німецькомовних науково-технічній літературі. Згідно з другою трактуванням, суфозією є механічне пошкодження і винос дисперсних порід потоком підземних вод. Третє (найбільш широке, але аж ніяк не найбільш поширене) трактування має

на увазі під словом «суфозія» руйнування і винесення потоком підземних вод окремих компонентів і великих мас дисперсних і зцементованих уламкових порід, в тому числі що складають структурні елементи скельних масивів. Саме це визначення поняття «суфозія» було включено до будівельних норм. Суфозія розвивається порівняно повільно (роки, десятки років), але широко поширена в природі і прояви її досить різноманітні. [39]

Незважаючи на окремі розбіжності, в цілому всі вони відображають той факт, що суфозійне руйнування розчинення дисперсних порід підземними водами може здійснюватися шляхом розчинення карбонатних, сульфатних або хлоридних включень, а також внаслідок гідродинамічного впливу на нерозчинні компоненти. В свою чергу, гідродинамічний руйнування дисперсних порід може протікати або у вигляді розмиву в разі вільного перебігу зосередженого підземного потоку, або - різних фільтраційних деформацій незв'язних водопроникних порід. Саме таке різноманітність суфозійних руйнувань викликало появу різних тлумачень терміна «суфозія».

З широкого розуміння терміна «суфозія» випливає необхідність її класифікування, причому як мінімум за двома ознаками (рис. 2.3).

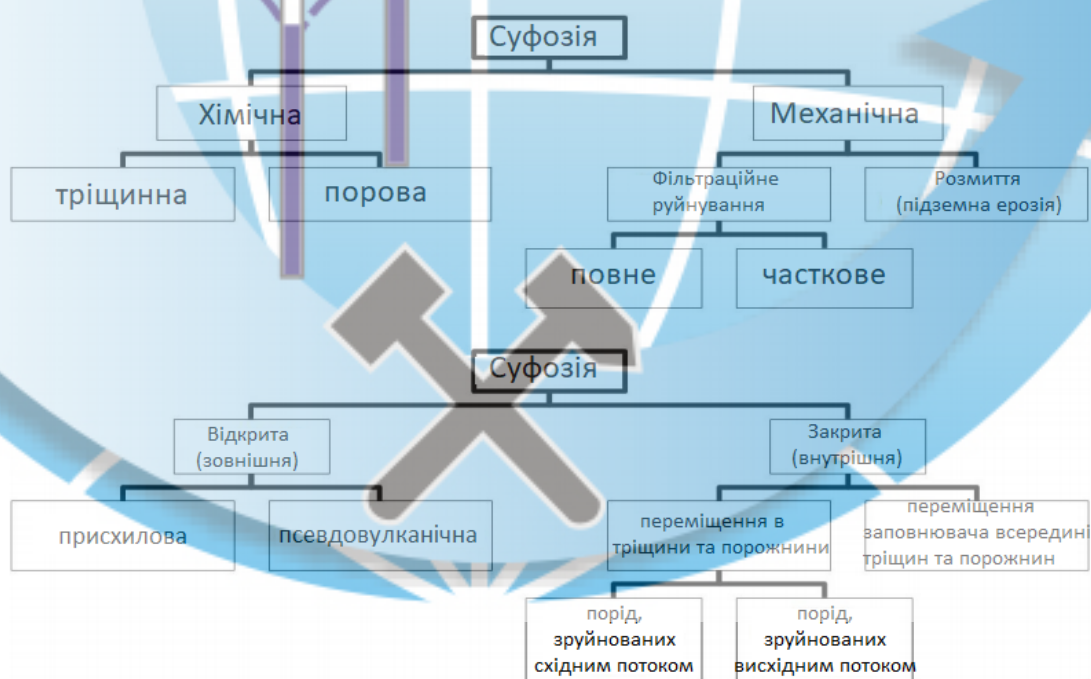




Рис. 2.3. Класифікації суфозії, запропоновані В.П. Хоменко: за характером руйнування гірських порід (вгорі) і за умовами виносу і переміщення зруйнованих порід (внизу)[41]

Для того щоб відокремити суфозійний розчинення від суфозійного розмиву, багато хто розділяє суфозію на хімічну і механічну. Оскільки перший тип суфозії в чистому вигляді не приймає участі в складі карстово-суфозійних процесів. Крім того, слід зазначити, що деякі дослідники не без серйозних підстав заперечують сам термін "хімічна суфозія", наприклад Ломтадзе[39]. Цей процес виносу дрібних частинок з породи, заповнювач тріщин і порожнин, що представляє собою своєрідний процес підземного розмиву гірської породи, прийнято називати суфозія. Розвиток суфозії характеризує фільтраційне руйнування, фільтраційну нестійкість гірської породи або заповнювач тріщин і карстових порожнин. Іноді на відміну від такої «механічної» суфозії виділяють ще «хімічну» Суфозія, під якою розуміють процес вилуговування солей з гірської породи.

Вилуговування солей це корозійний процес, він не має нічого спільного з власне суфозійним процесом, тому говорити про хімічну суфозію абсолютно неправомірно і неправильно. [39]

Що ж стосується механічної суфозії, то саме тут існує велика термінологічна плутанина. Справа в тому, що термін "суфозія" виник в геодинаміці, незабаром був запозичений до гідротехніки, яка в своїй повсякденній практиці стикається з дуже певним типом несприятливих геологічних процесів - техногенною механічною суфозією, часто протікає в штучних породах. В результаті деякі фахівці в області інженерної геодинаміки, вважають фільтраційні руйнування незв'язних порід частиною єдиного суфозійного процесу, а гідротехніки розглядають механічну суфозію як різновид фільтраційних руйнувань. Це, зокрема, знайшло відображення в

існуючих класифікаціях фільтраційних руйнувань [16] (Лыкошин, 1976; Мироненко, Шестаков, 1974; Ziems, 1967).

Процеси що входять до складу суфозії, це процеси розмивання дисперсних порід підземними водами деякі фахівці суфозією не вважають і називають підземної або внутрішньої ерозією. Ці терміни широко поширені, але в них дуже часто вкладається різний зміст. Суфозія по-різному протікає в незв'язних і зв'язкових дисперсних породах. Деякі дослідники схильні виділяти в особливий різновид суфозію в лесових породах, називаючи її лесовим псендокарстом. Домінуючу роль в суфозійному руйнуванні незв'язних порід грають фільтраційні деформації, а в зв'язних - розмив. Саме тому необхідною умовою розвитку суфозії в слабопроникних зв'язних породах, що не містять легкорозчинні компоненти, є наявність в них каналів зосередженої фільтрації природного або штучного походження (тріщин, корневих ходів, контактних зон, свердловин і т.п.).

Головними факторами, що впливають на прогрес суфозії, є: тріщинуватість, кавернозність і інша пустотність, а саме частота тріщин, ширина і довжина їх порожнин, розгалуженість, морфологія стінок тріщин, ступінь їх заповнення тощо, а також їх просторове розташування по відношенню до фільтраційного потоку. Вплив перерахованих особливостей і параметрів тріщинуватості на розвиток суфозії позначається не безпосередньо, а через фільтраційні і гідравлічні параметри. В цілому, найбільш небезпечними в суфозійній відношенні вважаються протяжні тріщини, розкриті в результаті процесів розвантаження і вивітрювання. [41]

У зв'язних породах, що мають солоні включення, розвитку гідродинамічних суфозійних руйнувань може передувати процес розчинення. У певних умовах це може викликати формування каналів зосередженої фільтрації. У середині подібного або раніше існуючого каналу вода в процесі перебігу руйнує його стінки шляхом відриву окремих дрібних частинок і агрегатів з

поступовим переходом до розмиву (Sherard et al., 1976). Суфозійне руйнування заповнювача порожнин і тріщин, представленого слабопроникними зв'язними породами, може здійснюватися також і за рахунок гідростатичного "видавлювання" в результаті наростання тиску води (Молоков, 1969). При цьому утворюються канали зосередженої фільтрації на стиках зі стінками тріщин і порожнин або у вигляді розривних порушень суцільності незв'язних порід, після чого починається розмивання цих каналів.

Для незв'язних порід характерна наступна картина розвитку суфозійних руйнувань: з поступовим збільшенням фільтраційного градієнта спочатку відбувається вільне переміщення дрібних частинок в поровому просторі, а потім настає повне руйнування структури породи яке Н.М. Бочков (1936) називає суфозією маси, В.С. Истомирин [16] випорю. [42]

Таблиця 2.1

## Суфозійно нестійкі гірські породи

Гірські породи, схильні до суфозійного руйнування			Вид суфозії
Скельні: уламкові, зцементовані розчинним цементом, тріщинуваті			Хімічна тріщинна суфозія
Дисперсні	зв'язні і незв'язні	Засолені	Хімічна порова суфозія
		водопроникні	Підземна ерозія
	незв'язні	будь-які	Повне фільтраційне руйнування
		З бутовою текстурою	Часткове фільтраційне руйнування

### 2.4.2. Динаміка розвитку явища суфозії

Суфозія у всіх її різновидах викликає зміну структури гірських порід або їх масивів, і здатна проявитися на земній поверхні або під фундаментами будівель і споруд. Суфозійні прояви бувають поверхневими і підземними. До перших відносяться псевдовулкани, ніші і печери, зсуви, понори, провали, осідання, а до других - порожнини, псевдопливунні зони, зони розщільнення в дисперсних породах і зони дезінтеграції в скельних породах. Цікаво відзначити, що перші опубліковані згадки про прояви суфозії (seepage erosion) на крутих схилах в графстві Кент (Великобританія) відносяться до кінця XVIII століття.

Суфозія найбільш властива гранулометрично неоднорідним породам. Процес механічної суфозії в різнозернистому піску відбувається наступним чином. Пісок складається з частинок різного розміру - великих і малих. Великі частинки створюють структурний каркас породи. Пори досить великі і через них під дією фільтрується води вільно проходять дрібні частинки (глинисті, пилуваті). Суфозія в таких пісках виникає з моменту появи критичного напору >

5.

Суфозія може відбуватися в глибині масиву порід або поблизу поверхні землі.

В глибині масиву перенесення дрібних частинок здійснюється водою з одних пластів в інші або в межах одного шару. Це призводить до зміни складу порід і утворення підземних каналів. У глибині масиву суфозія може виникати також на контакті шарів, різних за складом і пористістю. При цьому дрібні частинки однієї породи потоком води переносяться в пори іншої породи. При суфозії на контакті між шарами іноді формуються, своєрідні прошарки або вимиваються порожнечі. Це можна спостерігати на контакті глинистих і піщаних шарів, коли співвідношення коефіцієнтів фільтрації цих порід більше

2. Характерними є порожнечі лесових порід.

Слід зазначити, що в породах суфозія розвивається не на контактах, а в товщах, утворюючи так звані «глиняний, або лесовий, карст», а в порожнинах, і починається з ходів землемірів за умови виникнення в них турбулентних завихрень фільтрує води. У породах і утворюються порожнечі розмиву.

Як механічна, так і хімічна суфозія активно проявилася поблизу поверхні землі при природній або штучній зміні гідродинамічних умов, формуванні депресії, коливаннях рівня підземних вод, дренажуванні. Суфозійними процеси часто виникають на схилах річкових долин і схилах котлованів і берегах водоймищ при швидкому спаді паводкових вод або скиданні зайвих вод, виходу на поверхню ґрунтових вод, на зрошуваних територіях, поблизу будівельних виїмок, суфозійного виносу частинок до осідання поверхні, утворення провалів, воронок. [43]

Суфозія може виникати тільки в породах певного гранулометричного складу і структури і при швидкості руху води що фільтрується, яка перевищує деяку критичну швидкість, або при так званому руйнуючому градієнті падіння напору в фільтруючому потоці. Руйнуючі градієнти в природних умовах зустрічаються рідко. Вони виникають в долинах річок і вздовж ярів при різкому зниженні рівня води після паводка. При цьому суфозія викликає осідання поверхні з утворенням неглибоких замкнутих знижень, воронок, а в деяких випадках-зсувні явища. Характерний рельєф ділянок поширення суфозії дозволяє оконтурити їх шляхом інженерно-геологічної зйомки і тим самим встановити місця, непридатні для будівництва, враховуючи, що суфозія викликає ослаблення основи і нерівномірне осідання споруд, а боротьба з нею складна. [44]

Суфозія може виникати також при штучному порушенні режиму підземного потоку в зв'язку з будівництвом гідротехнічних та інших споруд. Суфозійні явища в цих випадках можуть спричинити серйозні порушення в

експлуатації споруд і навіть їх руйнування. Так, відкритий водовідлив з котлованів при спорудженні фундаментів часто викликає таке збільшення швидкості руху потоку підземних вод, що він призводить до виносу частинок з ґрунту в основі поблизу розташованих споруд і пошкодження останніх. Винос мінеральних часток водою, що надходить в ґрунтовій водозабір, може бути причиною запалення ними водозабору і виходу його з ладу. [44]

В результаті суфозії можуть виникнути не тільки воронки на поверхні землі, а й порожнечі всередині породи, які не мають зовнішнього прояву. Вони мають різну форму: ніші, витягнуті щілини і дуже часто трубчасті канали, що досягають ширини декількох метрів і довжини вимірюваної десятками метрів. Останні, часто утворюються в глинистих і лесових породах. Наявність таких пустот сильно ускладнює інженерно-геологічне освоєння території і вимагає спеціальних досліджень.[45]

Розрізняють суфозію скальних та нескальних порід. Найбільш обґрунтованою класифікацією видів механічної суфозії в заповнювачах тріщин і карстових пустот скельних масивів є класифікація В.М. Жиленкова. Залежно від напрямку фільтраційного потоку по відношенню до напрямку тріщин виділяються 6 видів суфозії (рис. 2.2).

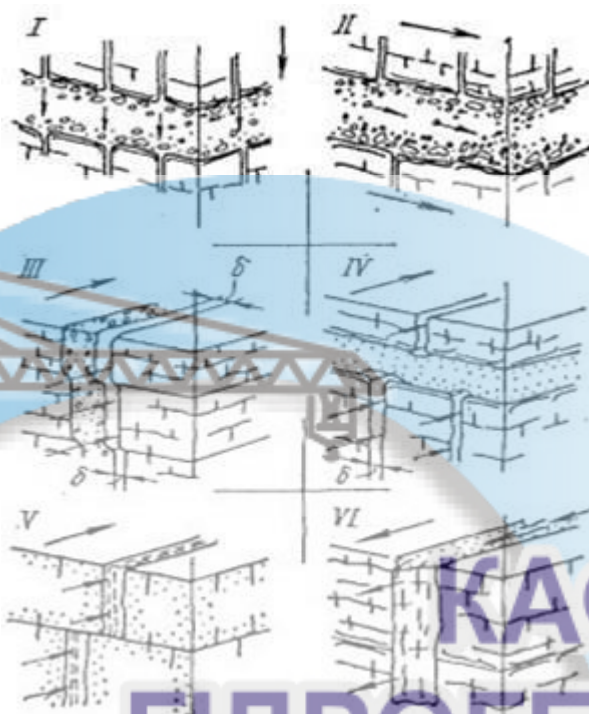


Рис. 2.4. Схеми прояви шести видів механічної суфозії в скельних масивах (по В.Н. Жиленкову)

I - випадок прояву внутрішньої суфозії в матеріалі дроблення, що заповнює тектонічне порушення в скельному масиві, при направленні фільтраційного потоку поперек простягання цього порушення.

II - те ж, але при направленні фільтраційного потоку уздовж порушення.

III - випадок зовнішньої суфозії дрібнозернистого заповнювача тріщини у вигляді поверхневого його розмиву фільтраційним потоком у відкритій щілині між поверхнею заповнювача і стінкою вміщуючої тріщини (наприклад, випадок розмиву заповнювача тріщини бортового опору).

IV - випадок бічного розмиву дрібнозернистого заповнювача або глинистого прошарку в гирлі оточуючих його відкритих тріщин (наприклад, випадки розмиву глинистих прошарків в тріщинуватих вапняках, пісковиках і т.д.).

V - випадок ерозійного розмиву стінок порожнистих тріщин в слабцементованих напівскельних породах.

VI - випадок видавлювання з великої тріщини заповнювача,

У свою чергу в залежності від механічного складу заповнювача, його однорідності, сортування і шаруватості для I і II видів механічної суфозії - внутрішнього розмиву частинок заповнювача, виділяється три її різновиди (рис. 2.5):

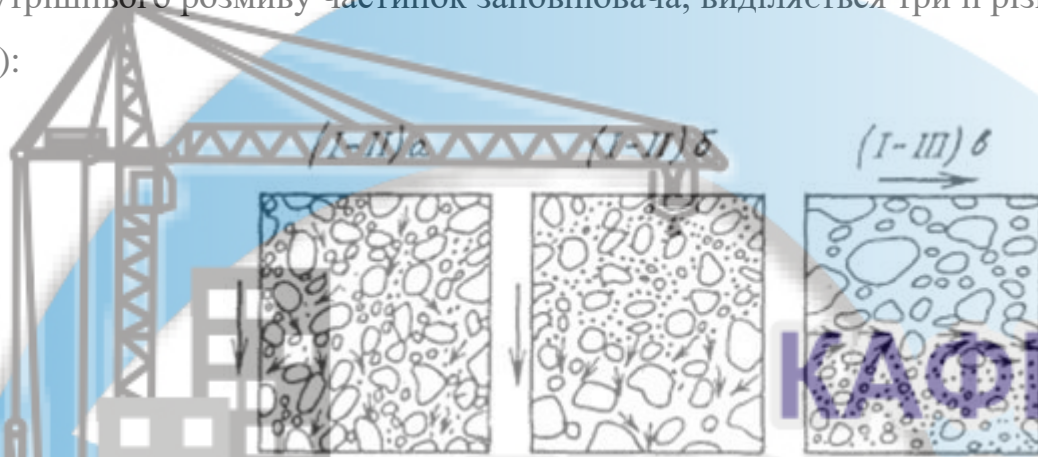


Рис. 2.5. Схеми трьох різновидів внутрішньої суфозії заповнювача (по В.Н. Жиленкову)

(I - II) а - загальна внутрішня суфозія в однорідній по компоновці зерен заповнювачі тріщин; (I - II) б - місцева суфозія всередині однорідного пласта заповнювача; (I - III) в - контактний розмив дрібнозернистого пропластка в шаруватому заповнювачі

(I - II), а - одночасний вимив частинок по всьому пропластку матеріалу, що заповнює тріщину, відбувається при наявності різномірного за механічним складом і однорідного по компоновці зерен заповнювача;

(I - II), б - вимив з боку контакту більш дрібнозернистого матеріалу з переміщенням частинок в пропласток з більш грубозернистим складом, відбувається в разі наявності двох контактуючих пропластків заповнювача, різномірних за механічним складом;

(I - III), в - поздовжній розмив шарувато-неоднорідного заповнювача: дрібнозернистий пропласток заповнювача розмивається в місці його

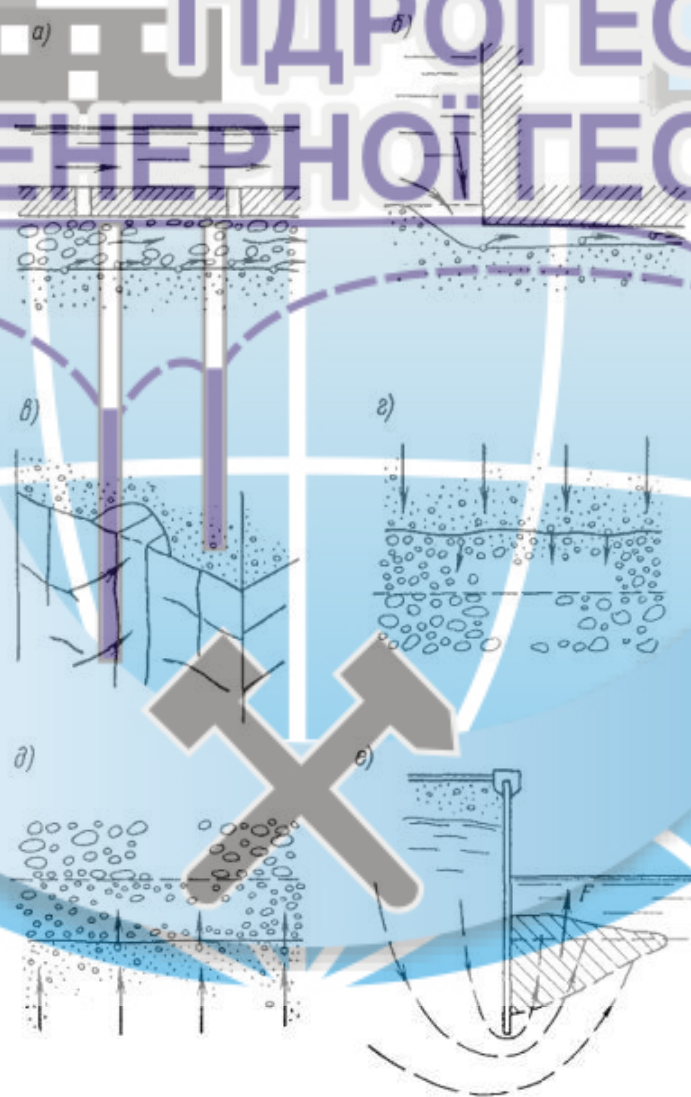


сполучення з більш грубозернистим пропластком, в якому проходить турбулентний фільтраційний потік.

У відповідності з перерахованими видами і різновидами суфозії при оцінці суфозійної стійкості наповнювачів тріщин пред'являються певні вимоги до їх фізико-механічних характеристик і до гідравлічних параметрів (напірним градієнтам і швидкостям руху води).

Необхідною умовою внутрішньої суфозії (рис. 2.5) є можливість переміщення дрібних частинок в порових каналах матеріалу заповнювача [45]

Що стосується суфозії зернистих порід, що виникає в тілі або в основі гідротехнічної споруди, може розглядатися в залежності від характеру її прояву як зовнішня чи внутрішня.



**Рис. 2.6. Схеми прояви шести основних видів зовнішньої суфозії нескельних ґрунтів**

Зовнішня суфозія - це руйнування ґрунту фільтраційним потоком, що проявляється у вигляді:

- поверхневого розмиву (ерозії) ґрунту потоком, що протікає всередині зворотного фільтра дренажу, по щілинах (наприклад, під подошвою споруди) або усередині порожніх тріщин в скельному масиві, покривля якого складена дрібнозернистим ґрунтом (ці види суфозії пояснюються схемами а, б і в на рис.2.6 );
- відриву і виносу частинок ґрунту безпосередньо з його поверхні і з приконтатної зони на ділянках розвантаження фільтраційного потоку (низхідного або висхідного), наприклад, при виході в дренаж (схеми г і д на рис.2.6 );
- випора на окремих ділянках підстави цілих обсягів ґрунту, який при цьому зазвичай губить щільність під дією фільтраційних сил (схема е на рис. 2.6).

Зовнішню суфозія, яка проявляється в тому вигляді, як це показано на схемах а, в рис., називають також контактним розмивом (відповідно випадки зернистого і тріщинного колекторів).

Треба пам'ятати, що суфозійна стійкість незв'язного ґрунту в зоні його контакту з іншим більш великопористим ґрунтом або матеріалом дренажу суттєво залежить від напрямку фільтраційного потоку по відношенню до напрямку сили тяжіння. Так при низхідному потоці (схема г на рис. 2.6 ) ґрунт виявляється більш стійким внаслідок утворення в контактній зоні сводиків з окремих порівняно великих часток, в той час як при висхідному потоці (схема д рис. 2.4) такі сводики не утворюються.

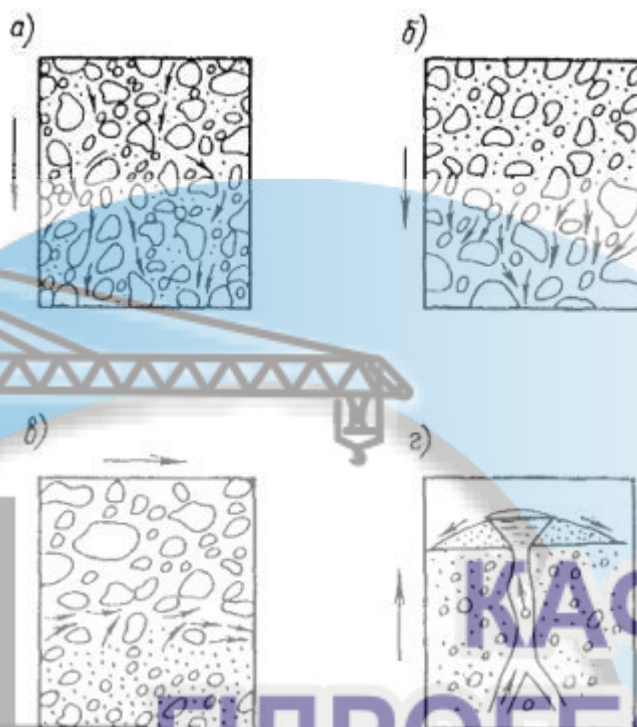


Рис.2.7. Схеми чотирьох різновидів внутрішньої суфозії нескельних ґрунтів

а - об'ємна; б - фронтальні; в - контактний розмив дрібнозернистого пропластками; г-канална

Внутрішня суфозія нескельних ґрунтів може проявитися в наступних видах.

1. Об'ємна суфозія (рис.2.7 , а), що виникає відразу у всьому обсязі однорідного ґрунту, де градієнти напору фільтраційного потоку досягають «критичних» значень, при яких починається переміщення дрібних незаземлених частинок заповнювача в порах скелета ґрунту. Інтенсивність об'ємної суфозії, тобто масова витрата транспортуються потоком частинок заповнювача зростає в міру збільшення градієнта напору.

Внаслідок такої суфозії може різко змінитися проникність ґрунту, а також його деформативність, особливо в тих випадках, коли під дією фільтраційних сил починає руйнуватися скелет ґрунту.

2. Фронтальна суфозія (рис. 2.7, б).

Відрив і переміщення дрібних частинок ґрунту, що заповнюють в певній зоні пори його скелета, коли процес суфозії розвивається відразу на досить великих ділянках поверхні, що обмежує всередині ґрунту цю зону.

В результаті фронтальної суфозії також може статися різка зміна проникності ґрунтової товщі і її деформативних властивостей:

Контактний розмив дрібнозернистого пропластка в шарувато-неоднорідній товщі ґрунту (рис. 2.7, в), в результаті якого можуть відбутися значні деформації основи;

Канальна суфозія, що виникає у вигляді так званих грифонів, коли найбільш дрібні частинки ґрунту в підвішеному стані переміщуються по каналах зосереджених виходів фільтраційного потоку з товщі основи (рис. 2.7, г). [46]

Таблиця 2.2

Умови, необхідні для винесення і переміщення порід, зруйнованих суфозією

Геолого-геоморфологічна обстановка, що забезпечує суфозійний винос			Вид суфозії
Характер рельєфу земної поверхні	Структура масиву гірських порід	Гідрогеологічні умови	
Наявність схилу	Будь-яка	Розвантаження підземних вод у вигляді низхідного джерела	Присхилова
		Розвантаження підземних вод у вигляді	Псевдовулканічна

		висхідного джерела	
Будь-який	Наявність незакальматованих тріщин і порожнин	Наявність вертикального висхідного потоку підземних вод	Переміщення в тріщини і порожнини порід, зруйнованих висхідним потоком
		Наявність вертикального низхідного потоку підземних вод	Переміщення в тріщини і порожнини порід зруйнованих спадним потоком
	Наявність закальматованих тріщин і порожнин	Наявність спадного або горизонтального потоку підземних вод	Переміщення заповнювача тріщин і порожнин

Для механічної, або власне, суфозії, однозначно формуються умови виникнення процесу і діючі сили, або фактори. Основними діючими силами, що викликають розвиток суфозії, є або великі швидкості руху фільтраційного потоку, який вимиває частинки, розмиває породи, або виникає гідродинамічний тиск в фільтраційному потоці. Якщо гідродинамічний тиск великий, він може при відповідних умовах надати рух усій масі породи, тобто привести її в стан пливуну. Якщо він малий, то в рух приходять тільки більш дрібні частинки, що знаходяться в складі породи. Реалізація дії фільтраційного потоку підземних

вод на породу, яке проявляється в порушенні її фільтраційної стійкості, підземному розмиванні (в розвитку суфозії) можлива за таких умов:

1) певної неоднорідності породи, при якій можливе пересування більш дрібних частинок серед більших і їх винос:

2) певних градієнтах потоку, що викликають утворення підвищених швидкостей фільтрації води або певній величині гідродинамічного тиску в породі:

3) наявності області виносу, розвантаження породи від дрібних частинок, тобто при виході порід на поверхню, розтині їх котлованами, виїмками, кар'єрами, підземними виробками, дренажами або при зіткненні - контактуванні з породами більш водопроникними, поруватість яких більше, здатними поглинати дрібні частинки, що виносяться потоком з порід, схильних до розмиву. Поєднання цих умов визначає порушення внутрішньої рівноваги в породі і неминучість розвитку суфозії.

Таблиця 2.3

Розмиваючі швидкості підземного потоку; при яких починається суфозія (По Д. Д. Джастину, 1936 г.)

Розрахунковий розмір частини породи, мм	Розмивачі швидкості, м / хв	Розрахунковий розмір частини породи, мм	Розмивачі швидкості, м / хв
5	13,23	0,1	1,83
3	10,37	0,08	1,67
1,0	5,91	0,05	1,31
0,8	5,3	0,03	1,04
0,5	4,18	0,01	0,59
0,3	3,08		

Зі сказаного випливає, що в залежності від геологічної обстановки суфозія може розвиватися в певному шарі або товщі неоднорідних по гранулометричному складу порід; на контакті двох шарів, що розрізняються за складом; в неоднорідному за складом заповнювачі тріщин і карстових порожнинах; на контакті породи з заповнювачем фільтрів, дренажів та інших штучних присипок і засипок.

Як показали дослідження Н. М. Бочкова (1936 г.), А. Н. Патрашева (1938, 1945 рр.), В. С. Истоминой [16], суфозія розвивається переважно в породах, у яких коефіцієнт неоднорідності гранулометричного складу більше 20, а гідравлічний градієнт більше 5, тобто:

$$K_n = \frac{d_{60}}{d_{10}} d > 20 \text{ и } l > 5,$$

де  $d_{60}$ -контролюючий діаметр частинок;  $d_{10}$ - діючий, або ефективний, діаметр частинок.

Так як суфозія виникає при підвищених швидкостях руху фільтраційного потоку або при підвищеному гідродинамічному тиску в гірській породі, то при оцінці і прогнозі розвитку цього процесу одні дослідники віддають перевагу визначенню швидкостей фільтрації потоку - розмиванню швидкостей, інші - визначення величини градієнтів потоку, в залежності від яких знаходиться величина гідродинамічного тиску ( $D_{гд} = I_{VD}$ ). При оцінці впливу швидкостей потоку на умови розвитку суфозії вже давно користуються даними, наведеними в табл.3. У цій таблиці за розрахунковий діаметр частинок в неоднорідній породі приймається діаметр частинок, з виносом яких і дрібніших при відповідній швидкості потоку починається суфозія. [38]

При інженерно-геологічних дослідженнях для обґрунтування проектування і будівництва різних споруд при прогнозі розвитку суфозії необхідно оцінювати: а) неоднорідність гранулометричного складу порід, що викликають сумнів у їх фільтраційної стійкості; б) можливі гідравлічні умови фільтраційного потоку, його швидкості та градієнту; в) наявність умов для

виносу дрібних частинок, тобто умов для розвантаження порід що розмиваються від дрібних частинок під впливом фільтраційного потоку. При цьому необхідно звертати увагу на геоморфологічні умови виходу водоносних горизонтів на поверхню, розкриття їх котлованами, підземними виробками, дренажами і ін.

Для попередження суфозії найбільш часто застосовують такі заходи, які впливають на зменшення градієнтів і швидкостей фільтраційного потоку. Тому знижують рівні підземних вод дренажами в небезпечних ділянках; з метою зменшення градієнтів потоку влаштовують шпунтові огорожі і протифільтраційні завіси для збільшення довжини шляху фільтрації потоку або повного огорожі від нього ділянки, що захищається. Для зменшення вихідних градієнтів і швидкостей підземного потоку в зоні його розвантаження часто влаштовують зворотні фільтри, тобто відсипання водопроникних порід шарами в порядку поступового зростання розміру частинок від дрібних до великих в напрямку фільтраційного потоку. [38]

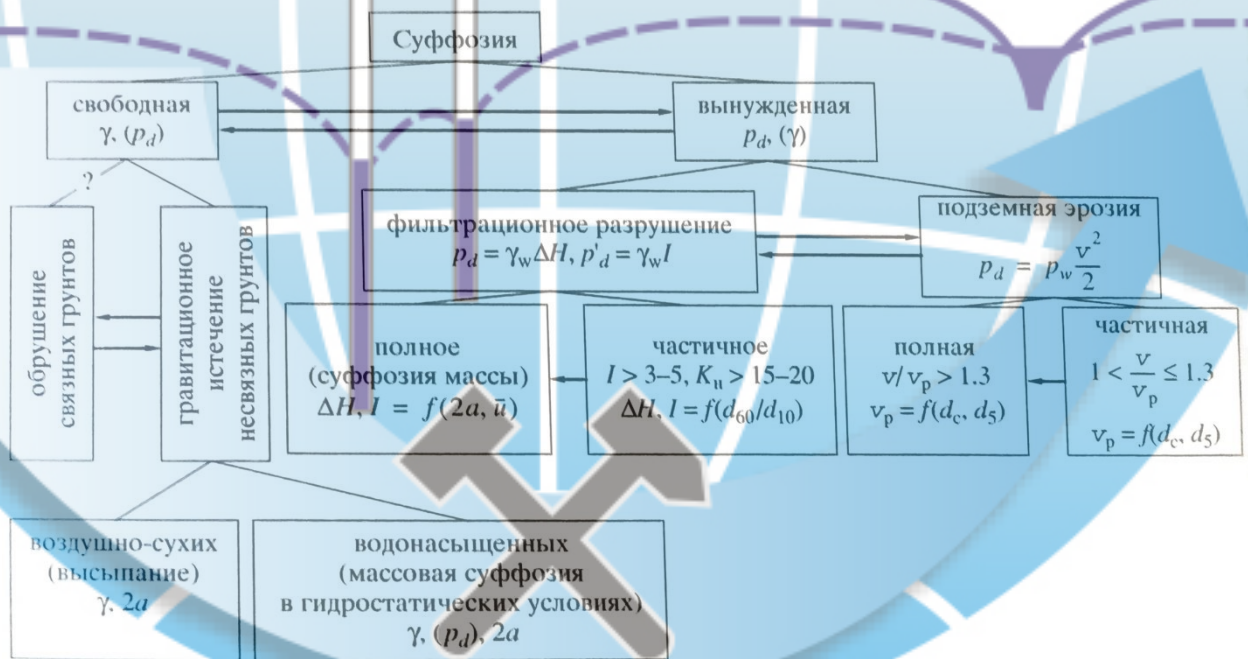


Рис. 2.8 Класифікація суфозії за такими чинниками, умовами і механізмом розвитку процесу. Позначення:  $\gamma$ ,  $\gamma_w$  - об'ємна вага порід і води;



$p_d, p'_d$ ) - гідродинамічний тиск;  $\Delta H, I, \rho_w, v, \bar{u}$ -різницю і градієнт напорів, щільність, швидкість і напрямок руху підземних вод відповідно;  $v_p$  - швидкість зрушення частинок (зриваються, або розмиває, швидкість);  $2a$  - проліт (ширина) ослабленого ділянки (області виносу);  $K_H = d_{60}/d_{10}$  - коефіцієнт неоднорідності гранулометричного складу;  $d_s$   $d_5$ - середньозважений діаметр і діаметр найбільш великих зерен, що складають 5% загальної ваги;  $d_{60}, d_{10}$ -контролюючий і ефективний, або чинний, діаметри. Стрілками показані зв'язку між різновидами суфозії і можливість переходу одного виду в інший: фактор, дія якого мало, в порівнянні з роботою основної сили, наводиться в дужках.

Мабуть, не зовсім коректно порівнювати функцію (гідродинамічний тиск) і її аргумент (швидкість) і тим більше розглядати градієнт (показник швидкості руху або силового впливу) потоку - величину надзвичайно мінливу, як умову розвитку процесу. Таким чином, можна виділити дві умови: 1) наявність області виносу; 2) дрібну зернистість або неоднорідність гірських порід: і два чинники: 1) гідродинамічний тиск; 2) вага порід; розвитку суфозійного процесу.

Перш за все розглянемо діючі сили. Повний запас питомої механічної енергії води ( $E$ ) в деякому перетині потоку відповідно до рівняння Бернуллі дорівнює

$$E = z + p_s/\gamma_w + v^2/2g. \quad (1)$$

де  $z$ -висота над площиною порівняння,  $p_s = \gamma_w h_w$  - гідростатичний тиск ( $h_w$  - глибина розглянутої точки),  $\gamma_w = g\rho_w$  - об'ємна вага води ( $\rho_w$  - щільність води),  $v$ -середня швидкість її течії,  $g$  - прискорення вільного падіння. При русі води в розкритих тріщинах (каналах, печерах і т.п.) зміною гідростатичного тиску в сусідніх перетинах можна знехтувати. Тоді гідродинамічний тиск  $p_d$  буде визначатися третім доданком рівняння (1):

$$p_d = \gamma_w v^2/2g = \rho_w v^2/2. \quad (2)$$

Саме в такій формі проявляється діюча сила при підземній ерозії. Оскільки щільність води - величина відносно постійна, головним фактором розмиву є швидкість. (рис.2) По величині відношення середньої швидкості руху води  $v$  до швидкості зрушення  $v_p$  (зриває, або розмиває швидкості), при якій починається пересування окремих зерен ґрунту, внутрішню ерозію також можна розділити на часткову ( $1 < v/v_p \leq 1.3$ ) і повну, або масову ( $v/v_p > 1.3$ ). Якщо ж підземні канали і тріщини заповнені піщано-глинистим матеріалом, то оцінку можливості їх розкриття і подальшої ерозії слід проводити за схемою фільтраційного руйнування.

При повільному русі підземних вод в пористому середовищі, навпаки, інерційний член рівняння (1) стає дуже незначним в порівнянні з питомою потенційною енергією потоку, тому в межах дії закону Дарсі гідродинамічний тиск визначається різницею гідростатичних тисків в сусідніх перетинах:

$$p_d = \Delta p_s = \gamma_w \Delta H, \quad (3)$$

де  $\Delta H$  - різниця напорів підземних вод. У гідрогеомеханіці під гідродинамічним тиском прийнято розуміти добуток об'ємної ваги води на градієнт фільтрації  $i = \Delta H/l$  ( $l$  - довжина шляху фільтрації):

$$p'_d = \gamma_w i = \gamma_w \Delta H/l. \quad (4)$$

Видно, що головна відмінність між виразами (3), (4) полягає в тому, що  $p'_d$ , судячи з розмірності, є не тиском, а питомою силою. При розрахунках силового впливу води іноді зручніше користуватися виразом (4), а не (3), поскільки розмірність  $p'_d$  і об'ємної ваги порід - одна і та ж. У зв'язку з цим головним фактором фільтраційного впливу зазвичай вважається градієнт  $i$  ( $\gamma_w = \text{const}$ ), хоча не менше справедливим буде назвати основним фактором різниця напорів  $\Delta H$  (рис. 2). Залежно від того, чи співпадає напрямок підземного потоку з напрямком сили тяжіння, вага порід сприятиме ( $p'_d + \gamma$ ) або перешкоджати ( $p'_d - \gamma$ ) суфозії.

Повертаючись до умов розвитку процесу. Якщо немає області виносу (порожнини на контакті шарів, виходу на денну поверхню, відкритої тріщини, великих пор всередині шару і тощо), то, яким би великим не був силовий вплив і як завгодно дрібнозернистим або неоднорідним ґрунт, суфозія не буде. Іншими словами. перша умова, яке характеризується обсягом, а найчастіше шириною або прольотом порожнини, є обов'язковим, а другий - ні, оскільки тісно пов'язане з діючою силою. Так, при підземній ерозії величина розмиву швидкості прямо залежить від крупності частинок ґрунту, вираженої через їх середньозважений діаметр  $d_c$  або діаметр найбільш великих зерен  $d_5$ . складових 5% загальної ваги:  $v_p = f(d_c, d_5)$ . Очевидно, що діаметр  $d_5$ , що використовується при розрахунках ерозії відкритих русел в гідравліки, відповідає ординаті 95% ( $d_{95}$ ) на сумарній кривій гранулометричного складу, загальноприйнятою в ґрунтознавстві. Повне фільтраційне руйнування в явній формі не пов'язане з механічним складом ґрунтів, а часткове-визначається коефіцієнтом неоднорідності  $K_H$ , що є відношенням контролюючого  $d_{60}$  і ефективного  $d_{10}$  діаметрів:  $I = f(K_H)$ .

Таким чином, наявність області виносу-необхідна, а часто і достатня умова розвитку суфозії. Наприклад, якщо не тріщинувати, міцні, не набухаючі глини підстеляють піски, то вони надійно екранують нищележачі закарстовані вапняки до тих пір, поки не буде створена критична різниця напорів ґрунтових і тріщини-карстових вод.

$$\Delta H_{кр} = C/\gamma_w + m - \Delta H_0, \quad (5)$$

де  $C$ ,  $m$ -зчеплення і потужність глин,  $\Delta H_0$  - різниця рівнів підземних вод до початку відкачок.

Але як тільки вона виникне, почнеться випадковий гідророзрив глинистого пласта і зруйновані глини з'являться в порожнині. Нехай порожнина буде досить велика, щоб прийняти весь роздроблений матеріал і пісок в обсязі, необхідному для виходу суфозії на денну поверхню. Тоді, навіть

якщо відразу після освіти порожнини в екранувальному шарі натиск тріщинокарстових вод буде відновлений і виявиться на одній позначці з дзеркалом ґрунтових вод ( $p_d, p'_d = 0$ ), водонасичені піски будуть надходити в порожнину під дією власної ваги, а на денній поверхні з'явиться суфозійний провал.

Перша частина прикладу ілюструє різновид вимушеної суфозії маси (рис. 2.8), коли вага порід мала у порівнянні з фільтраційним навантаженням ( $p_d > \gamma$ ) і не входить в рівняння (5). А друга - вільну суфозію ( $\gamma$  - діючий фактор,  $p_d = 0$  або  $p'_d < \gamma$ ), тобто гравітаційне витікання незв'язного ґрунту в нищезалягаючу порожнину-приймач. Відзначено, що часткова суфозія може бути тільки вимушеної ( $p'_d$  - головний фактор;  $\gamma$  - другорядний), а масова - як вимушеної, так і вільною. Тут ми приходимо до висновку: витікання повітряно-сухих сипучих ґрунтів в підземні порожнини - це різновид суфозії, що слідує також з теорії подібності фізично однорідних явищ і аналізу розмірностей. [47]

### 2.4.3 Вплив суфозії на розвиток інженерно-геологічних явищ, суфозійна стійкість ґрунтів

Суфозійна стійкість - збереження частинками ґрунту свого початкового положення при впливі на них фільтраційного потоку. [46]

Умови суфозійного руйнування ґрунтів, що володіють структурної зв'язності, яка характеризується індексом пластичності  $I_p \geq 0,03$ , будуть суттєво відрізнятися від умов, при яких виникає суфозія ґрунтів незв'язних.

Характерною особливістю поверхневого розмиву (ерозії) зв'язного ґрунту, (а, б і в на рис. 2.6), є те, що цей розмив можливий лише при турбулентному режимі фільтраційного потоку. В такому випадку в якості критерію суфозійного стійкості ґрунту зручно приймати критичні значення швидкості і градієнта напору потоку води в порах зворотного фільтра дренажу

(схема рис. 2.6, а), в щілини під подошвою споруди (схема 2.6, б) або в тріщині (схема 2.6, в), при яких ламінарний режим потоку переходить в турбулентний.

Для першої схеми критична швидкість руху води в порах зворотного фільтра

$$v_{0,c} = 4,2 \frac{v}{D_0} \sqrt{\frac{g D_0^3}{\varphi^3 v^2}} \quad (6)$$

З формули (6) випливає, що при збільшенні гідравлічно еквівалентного діаметра пір зернистого матеріалу зворотного фільтра від 0,1 до 1,0 см критична швидкість змінюється дуже незначно: в межах від 3 до 2 см / с, в той час як критичний градієнт напору відповідно зменшується майже в сто разів.

Також при турбулентному режимі буде відбуватися розмив ґрунту в щілини, що утворилася під подошвою споруди або в порожнистій тріщині (схеми 2.6, б, в). Якщо відомий градієнт напору на даній ділянці щілини (тріщини), найбільше допустиме її розкриття (при якому збережеться суфозійний стійкість ґрунту) можна оцінити за формулою:

$$\delta_{\text{доп}} < \frac{0,15}{\sqrt[3]{i}} \quad (\text{см}). \quad (7)$$

Слід мати на увазі, що при параметрах фільтраційного потоку в крупнозернистому пропластку (колекторі), близьких до критичних, можуть розмиватися лише слабозв'язані глинисті ґрунти, які мають зчеплення менше 1 кПа.

Суфозійна стійкість слаборізнозернистих ( $\eta_x < 10$ ) незв'язних ґрунтів по відношенню до контактного розмиву можна оцінювати за емпіричною формулою:

$$i_y = 2,9 \left( \frac{D_0}{d_{10}} \right)^{-0,9} \quad (7)$$

Оскільки будь-яке встановлене розрахунковим або експериментальним шляхом значення розмиваючої швидкості знаходиться за межами області

лінійної фільтрації, що підкоряється закону Дарсі, відповідну величину розмиваючого градієнта напору слід визначати або за заздалегідь відомою градієнт швидкісній характеристиці колектора, що вміщує фільтраційний потік, або розрахунком, використовуючи відповідний вираз градієнта, наприклад, двучленну залежність Форхеймера:

$$i_y = \frac{v_y}{k_L} + \left( \frac{v_y}{k_T} \right)^2, \quad (8)$$

де  $k_L$  і  $k_T$  - коефіцієнти ламінарної і турбулентної фільтрації.

Контактну стійкість частинок монофракційного незв'язного ґрунту в зоні розвантаження в дренаж висхідного фільтраційного потоку (схема д рис. 2.9) можна характеризувати відповідною величиною  $i_b$  вихідного градієнта напору, що залежить від відношення діаметру  $D_0$  пор дренажу до діаметру  $d$  частинок і визначається за графіками на рис. 9.

Стійкість різнозернистого ґрунту в даному випадку слід оцінювати за результатами його експериментальних випробувань.

Суфозійну стійкість ґрунту по відношенню до випорю (схема е рис.2.6) рекомендується визначати за попередньо прогнозованою тим чи іншим способом епюрі градієнтів напору на ділянках виходу (розвантаження) фільтраційного потоку в нижній б'єф або дренаж.

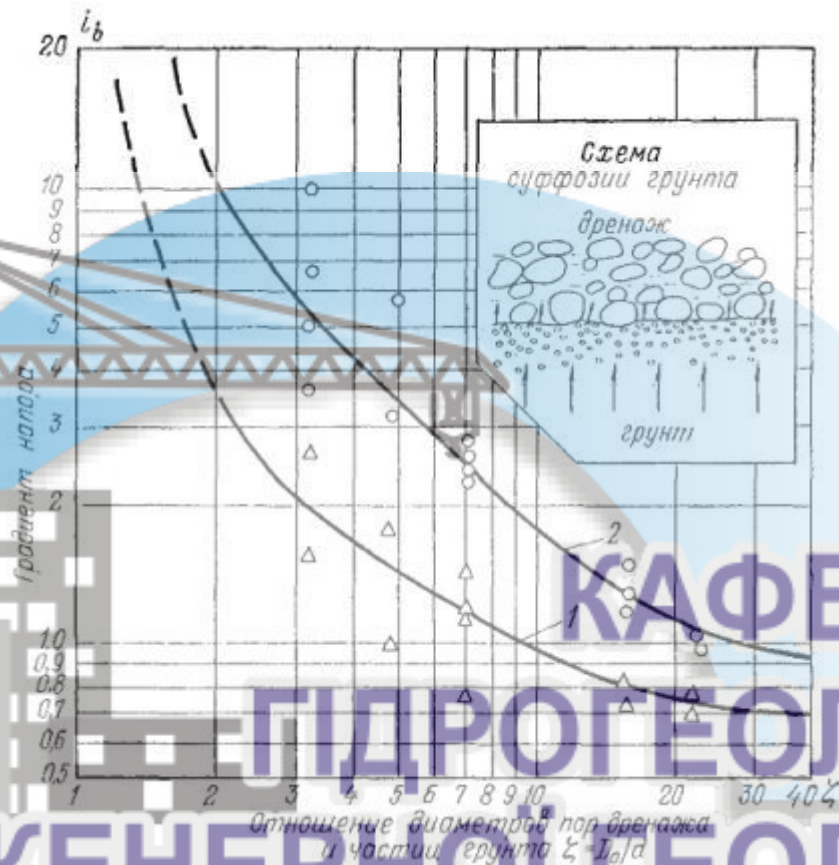


Рис. 2.9. Зміна градієнтів напору фільтраційного поперечного потоку, що викликає контактну суфозію монофракційного ґрунту, в залежності від відношення діаметру  $D_0$  пор дренажу до діаметру  $d$  частинок ґрунту:

1 - при затухаючій за часом суфозії  $i_{z_1} = 0,6 + \frac{3}{\xi - 1}$ ; 2 - при незгасаючій суфозії  $i_{z_2} = 0,7 + \frac{10}{\xi - 1}$ .

Для цього слід спочатку з'ясувати характер розподілу напору уздовж підземного контуру споруди і в зонах розвантаження фільтраційного потоку, а потім, обчислюючи за формулою усереднені градієнти напору

$$i_n = \frac{\Delta H_n}{\Delta i_n},$$

(9)

викреслити епюри градієнтів на ділянках розвантаження.

Якщо виявиться, що при виході фільтраційного потоку безпосередньо в нижній б'єф градієнти напору не перевищують значень 0,3, а при виході в закритий дренаж 0,6, то внутрішньо несуфозійний ґрунт основи споруди можна вважати стійким тут до випорю.

Необхідною умовою виникнення перших трьох різновидів внутрішньої суфозії в нескельних основах (виключаючи суфозію при виникненні грифонів), пояснюється схемою на рис. 2.7, а, б і в, є можливість переміщення дрібних «незаземлених» частинок в порових каналах ґрунту.

Дана умова з деяким запасом може бути виражена нерівністю:

$$d_m > d_0, \quad (10)$$

де  $d_m$  - розмір дрібних частинок (заповнювач ґрунту);  $d_0$  - розрахунковий діаметр порових каналів в ґрунті.

Інше - гідромеханічна умова виникнення внутрішньої суфозії полягає в здатності фільтраційного потоку переміщати в порах ґрунту дрібні його частки. Ця умова може бути записана у вигляді нерівності:

$$i > i_{сф}, \quad (11)$$

де  $i$  - градієнт напору фільтраційного потоку в ґрунті;  $i_{сф}$  - градієнт напору, при якому виникає внутрішня суфозія.

Таким чином, одним з найголовніших моментів в оцінці стійкості ґрунту до внутрішньої суфозії є визначення розрахункового діаметра  $d_0$  порових каналів в ґрунті, який приблизно дорівнює просвіту в місцях їх звужень і може бути прийнята в якості гідравлічно еквівалентного діаметра порових каналів.

Після того як встановлено поперечний розмір порових каналів в ґрунті, з'ясовують можливість внутрішньої його суфозії шляхом визначення сумарної кількості (по вазі) дрібних частинок, які можуть бути вимиті з ґрунту фільтраційним потоком (вважаючи, що вимиваються з ґрунту лише ті частинки, розмір яких менше  $d_0$ ).



Величину критичного градієнта напору, при якому відбудеться вимив цих частинок, слід визначати експериментальним шляхом, для чого треба відчувати ґрунт, відтворюючи в дослідах ті умови фільтрації, які за всіма припущеннями повинні бути під час експлуатації споруди.

Виходячи з умови збереження початкової водопроникності ґрунту вважають допустимим вимивши в результаті внутрішньої об'ємної суфозії (схема на рис. 2.10, а) 2 - 5% найдрібніших його частинок, а за умовою збереження несучої здатності в окремих випадках допускається вимивання до 15% загальної маси частинок ґрунту, в зв'язку з чим оцінка фільтраційної міцності ґрунту дається в залежності від виконання в даному конкретному випадку основного з цих двох умов.

Внутрішня фронтальна суфозія в нескельному ґрунті (схема на рис. 2.10, б) супроводжується внаслідок вимивання великої кількості дрібних частинок досить істотним збільшенням діаметрів порових каналів.

Що виникає при цьому суфозійне зменшення щільності ґрунту може поширюватися на значну глибину і викликати його деформацію.

Цей вид суфозії характерний для ґрунту, що складається з заповнювача і скелета, між якими немає проміжних фракцій, що виражається відносно великою ділянкою розриву диференціальної кривої розподілу частинок ґрунту по крупності (рис. 2.10, а).

Питання про суфозійної стійкості такого ґрунту (у якого пористість скелета  $n_c > 0,5$ ) вирішується в наступному порядку.

Для обох складових (заповнювач і скелет), на які може бути розділений ґрунт, будують сумарні криві розподілу часток, приймаючи кожен складову за ціле, а потім за сумарною кривою скелета визначають  $d_{c50}$  коефіцієнт різнозернистості  $\eta_c$ . Для визначення діаметра порових каналів скелета слід обчислити його пористість:

$$n_c = 1 - p_c \frac{\gamma_d}{\gamma_{sc}}, \quad (12)$$

де  $p_c$  - відносний (в частках одиниці) вміст часток скелета в загальній масі ґрунту;  $\gamma_d$  - питома вага сухого ґрунту;  $\gamma_{sc}$  - питома вага речовини частинок скелета.

Порівнюючи величину  $n_{c0}$  зі значенням пористості скелета, яка знаходиться окремо від заповнювача, можна судити про те, якій з деформацій піддається ґрунт, якщо станеться вимив всіх дрібних його частинок. Для виконання таких розрахунків на рис. 2.10, б наведені графіки зміни пористості сипучих (незв'язних) ґрунтів в залежності від коефіцієнта їх різнозернистості.

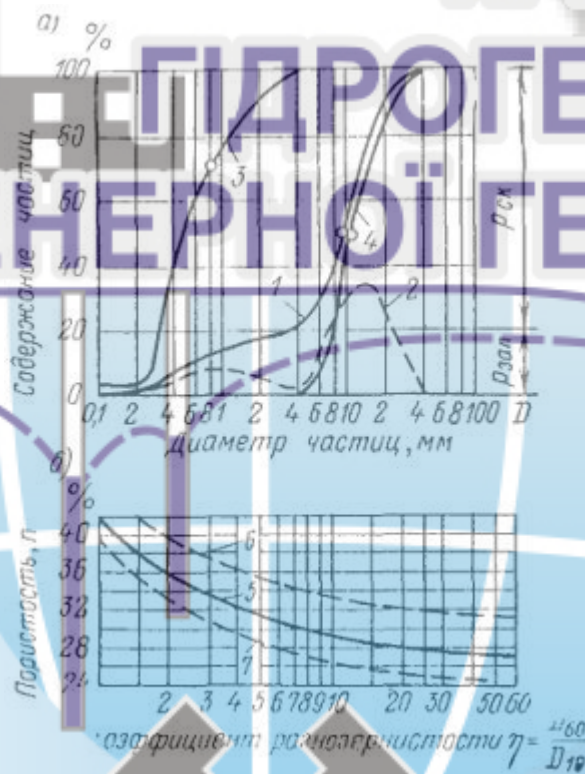


Рис. 2.10. Приклад графоаналитичної побудови для подальшої оцінки суфозійних властивостей різнозернистого ґрунту

а - вихідні характеристики зернового складу ґрунту: 1, 2 - відповідно інтегральна та диференційна криві; 3 - інтегральна крива мілкозернистої складової; 4 - те ж скелета; б - залежність пористості від коефіцієнта

різнозернистості сипучих (незв'язних ґрунтів): 5 – при середній по щільності укладці ґрунту; 6, 7 - відповідно при пухкому і дуже щільному укладанню

Таким чином, знаючи зерновий склад скелета ґрунту, легко тим чи іншим шляхом визначити середню величину його пористості і діаметр порових каналів  $d_{0e}$ .

Якщо виявиться, що  $d_{0e} < d_{m_{70}}$ , то вимив дрібних частинок можливе лише з поверхні ґрунту і поширення суфозії вглиб швидко припиниться внаслідок утворення в порах скелета сводиків з відносно великих часток, що містяться в заповнювачі (дрібнозернистої складової) ґрунту. Фронтальна суфозія в цьому випадку не представить ніякої небезпеки. І, навпаки, якщо  $d_{0e} > d_{m_{70}}$ , то вона може поширитися у всій товщі ґрунту.

Контактний розмив дрібнозернистого пропластку в шарувато-неоднорідній товщі ґрунту має характер ерозії і проявляється лише при турбулізації фільтраційного потоку в крупнозернистому пропластку, в зв'язку з чим контактний розмив буде відсутній, якщо швидкість фільтрації в пропластках не перевищить критичного її значення. Якщо в дрібнозернистому пропластку міститься певна кількість дресвяно-щебнистих частинок, не здатних пройти через пори крупнозернистого пропластку, то суфозійна стійкість розмиваємого дрібнозернистого пропластку різко підвищується.

Це пов'язано з тим, що в процесі розмиву формується «природний» зворотний фільтр з великих частинок, внаслідок чого розмив що починається швидко згасає і через деякий час повністю припиняється.

Максимальну глибину розмиву  $f_p$ , рівну величині можливої деформації товщі ґрунту, рекомендується обчислювати за формулою:

$$f_p = \frac{\gamma_{\text{ст}}}{\gamma_{\text{вт}}} \frac{d_p}{1 - p_p}, \quad (13)$$

де  $d_p$  - розрахунковий розмір часток дрібнозернистого пропластку, що проходять при розмиванні через пори крупнозернистого пропластку;  $p_p$  -

відносна величина (в частках одиниці) сумарної маси в дрібнозернистому пропластку частинок з розмірами  $< d_p$ ;  $\gamma_{сп}$  - питома вага речовини частинок дрібнозернистого пропластку;  $\gamma_{дп}$  - питома вага сухого ґрунту цього пропластку.

При оцінці фільтраційної міцності основи слід враховувати, що механічна суфозія може становити небезпеку лише у випадках, коли є умови для транспортування (видалення) фільтраційним потоком продуктів суфозії за межі тієї зони, де розвивається суфозія. Якщо ж зона виявляється замкнутою, то, як правило, суфозійні процеси в ній швидко загасають після незначного перевідкладання дрібних частинок і закупорки ними ділянок виходу фільтраційного потоку з цієї зони.

Стандартні величини коефіцієнтів фільтрації або руйнуючих (критичних) швидкостей і градієнтів напору фільтраційного потоку, обчислені на підставі результатів випробувань ґрунту, є відповідно до СНіП проектування підстав гідротехнічних споруд нормативними значеннями його характеристик, кожна з яких має в даному випадку відноситися до конкретного виду суфозійного руйнування.

Розрахункове значення характеристики слід згідно з тим же СНіП визначати, знижуючи нормативне її значення шляхом ділення на коефіцієнт безпеки, який при визначенні коефіцієнта фільтрації ґрунту слід приймати рівним одиниці, а при визначенні його суфозійної стійкості - двом. [46]

## 2.5. Вибір і проектування оптимальних варіантів фундаментів

Вибір типу фундаменту у всіх випадках повинен проводитися на основі техніко-економічного порівняння варіантів фундаментів.

При виборі глибини закладення фундаментів на наливних територіях в якості несучого шару може бути прийнятий наливний піщаний ґрунт або

підстилаючі намівну товщу ґрунти. Вибір несучого шару залежить від товщини намівного ґрунту, фізико-механічних характеристик і його віку, фізико-механічних характеристик підстилаючих намів ґрунтів і їх нашарування, наявності підвалу або підпілля в будівлі, способів виконання робіт, гранично допустимих деформацій будівлі, несучої здатності основи, глибини і коливання рівня ґрунтових вод.

Вибір несучого шару нашарування ґрунтів повинен проводитися відповідно до схеми можливих варіантів геологічної будови (див. пункт 2.1).

Для варіантів I і II при віці намівного ґрунту більше 3-х місяців, намівання при позитивних температурах, відсутності наміву поблизу, в якості несучого шару слід вибирати намівний пісок.

Для III і IV варіантів при потужності намівного піску під подошвою фундаменту більше 2 м і віком наміву понад 3-х місяців намівний пісок також може бути обраний в якості несучого шару, якщо дані розрахунків за деформаціями основи задовольняють вимогам БНіП-15-74.

Для V і VI варіантів, що характеризуються заляганням в основі намівного піску сильно стисливих ґрунтів значної товщини (більше 0,4 м), закладення подошви фундаментів в межах шару намівного піску може бути допущено тільки в разі значної потужності намівного піску під подошвою фундаменту (більше 3 м), глибинного зміцнення або ущільнення слабких шарів і розрахунку за деформаціями основи з урахуванням фізико-механічних характеристик ґрунтів нашарувань. Для цього варіанту більш доцільними типами фундаментів будуть сваї і фундаменти глибокого закладення.

Розрахунок основ будівель і споруд на намівних ґрунтах проводиться по першому і другому граничним умовам відповідно до БНіП П-15-74.

Якщо необхідно врахувати величини збільшення міцності в часі, дані про фізико-механічні властивості намівного піску необхідно уточнювати методами статичного і динамічного зондування, пенетрацією і радіоізотопним методами.

З огляду на високі фізико-механічні властивості намивних пісків в м.Києві, використання намивного піску в якості несучого шару є доцільним, особливо для випадків I і II. У цих випадках слід застосовувати стрічкові і стовпчасті фундаменти.

Вибір свайних фундаментів може бути доцільним у разі пухкого укладання намивних пісків, а також намитих в зимовий час, або наявністю сильно стисливих ґрунтів в межах активної зони, тобто варіанти III і IV особливо V і VI (п. 2.1). А також при великих навантаженнях на основу і малій потужності намивного піщаного ґрунту.

Фундамент свайний може бути запроєктований у кількох можливих варіантах: I - сваї розташовуються в межах шару намитого піску (короткі сваї довжиною до 4-5 м). При проектуванні за цим варіантом несучу здатність свай необхідно визначати за результатами польових досліджень намитих піщаних ґрунтів, а також статичним і динамічним зондуванням і радіометрією.

Кількість випробовуваних свай визначається для кожного будинку залежно від його категорії, геологічної обстановки, просторової однорідності фізико-механічних характеристик намивного піску по ділянці будівництва та ін.

II - сваї прорізають намивний пісок і заходять своїми кінцями в підстильний алювіальний ґрунт. При цьому кінці свай повинні заглиблюватися в алювіальний пісок, який не має слабких прошарків в активній зоні, на глибину не менше 1 м.

III - сваї прорізають намивний пісок і сильностискаючі шари підстиляючих ґрунтів і входять своїми кінцями в ґрунти підстиляючого шару, що має малу стисливість. При цьому в розрахунку несучої здатності свай повинно бути враховано негативне тертя, що виникає по боковій поверхні свай при ущільненні сильно стисливих ґрунтів у часі від ваги намивного шару [5].

## 2.6. Проведення інженерно-геологічних робіт із влаштування фундаментів на наливних піщаних грунтах

При влаштуванні фундаментів на наливних піщаних грунтах необхідно застосовувати такі методи виконання робіт, які б не приводили до погіршення властивостей наливного ґрунту. Зачистка дна котловану повинна проводитися безпосередньо перед влаштуванням фундаментів.

При влаштуванні фундаментів мілкового закладення слід дотримуватися наступних правил:

- до початку робіт по влаштуванню фундаментів на наливних територіях необхідно прокласти дороги, а також міжквартальні і магістральні комунікації;

- землерийні машини, використовувані для розробки котлованів, повинні вибиратися в залежності від конфігурації і розмірів котлованів і з дотриманням вимог щодо збереження щільності і структури наливних піщаних ґрунтів основи;

- з метою збереження щільності наливних піщаних ґрунтів розробку котловану виробляти не менше ніж на 5 см вище проектної позначки підшви фундаменту; остаточну зачистку робити вручну частинами по міру монтажу фундаментів;

- при виконанні робіт у зимовий час в дрібних наливних пісках розробку котлованів слід здійснювати з недобором не менше, ніж на 30 см, що виключає промерзання ґрунту нижче від позначки закладення підшви фундаменту;

- засипку пазух можна виробляти наливним піщаним ґрунтом, раніше вийнятим з котловану з пошаровим ущільненням.

При влаштуванні свайного фундаменту, слід дотримуватись таких правил:

- при забудові мікрорайону допускається складання одного проекту виконання робіт із забивання свай для всього мікрорайону з виділенням в календарному плані графіків робіт по окремих будівлях;

- при зануренні свай на намивних піщаних територіях перевагу віддавати механізмам на гусеничному ході;

- занурення забивних свай в намивні піщані ґрунти можна виробляти з лідером або за допомогою підмиву, але при цьому вістря сваї занурюється на глибину менше проектної на 1,0-1,5 м, а далі занурюється за допомогою вібратора до проектної позначки. Спосіб занурення свай з підмивом не рекомендується застосовувати при наявності в підстилаючих намив ґрунтах відкладень торфу;

- для підвищення несучої здатності свай рекомендується віброзанурення свай або віброущільнення ґрунту основи;

- відстані від існуючих будівель і споруд при зануренні свай в намивні ґрунти слід визначати за результатами інженерно-геологічних вишукувань.

Рекомендується приймати такі відстані: для пароповітряних, механічних і дизельних молотів не менше 10-20 м, для віброзанурювачів - не менше 40-50 м, при вібраційному зануренні свай-оболонок - 50-80 м. В окремих випадках, коли потрібно занурення сваї на відстані менше допустимого, в проекті передбачити спеціальні заходи;

- виконане свайне поле повинно оформлятися актом і виконавської зйомкою із зазначенням горизонтальних відхилень свай, потім документи подаються замовнику.



### 3. ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ОБ'ЄКТУ Ж/М ПЕРЕМОГА

#### 3.1 Коротка геолого-гідрологічна характеристика Дніпровського регіону

##### 3.1.1 Геологічна будова

У геологічній будові району значну частину займає Український кристалічний щит, близько 65% площі області, решта 35% Дніпровсько-Донецька западина, яка займає північні райони та крайню східну частину території. Район складають кристалічні породи докембрію, осадова товща кайнозою (палеозой і неоген) і відкладення четвертинної системи.

Породи докембрію, а саме архейські гранітоїдні комплекси: дніпропетровський і сурсько-токівський. Дніпропетровський комплекс — плагіограніти і мігматити. Сурсько-токівський комплекс — граніти, пегматити, полімігматити, діорити, гранодіорити. [вікіпедія] Найбільш древніми є метаморфічні породи представлені гнейсами, сланцями, кварцитами і тд.

Верхній архей представлений метаморфізованими осадово-ефузивними породами та видозміненими виверженими ультраосновними породами (амфіболіти, аподіабази, залізисті кварцити, сланці). Нерівна поверхня кристалічного масиву місцями, покрита корою вивітрювання, представленої дресвой потужністю до декількох метрів і первинними каолінами. Потужність каолінів досягає 20 м.

Кайнозойські відкладення мають широке поширення та представлені палеогеновою та неогеновою системами. Породи бучакської свити широко поширені в північній частині, залягають на палеозойських відкладеннях продуктах їх вивітрювання, представлені дрібно- і середньозернистими пісками з прошарками глин, вторинних каолінів та бурого вугілля. Загальна потужність відкладень збільшується в північно-східному напрямку від 0 до 50 м.

Породи київської свити трансресивної перекривають відкладення бучацької свити. Літологічних представлені тонким світлим блакитно-сірим мергелем, а також глинами вуглистими. Загальна потужність відкладень досягає 30-43 м.

Породи харківської свити поширені повсемітно на північ від р. Дніпро, представлені в основному морською фацією. Літологічний склад представлений пісками та глинами та пористими пісковиками.

Неогенові система, це відклади міоцену та пліоцену. Міоцен це полтавська свита (N1p1) котра представлена глинистими пісками, які залягають поверх харківської свити, потужність складає 10-15 м. Середньосармський під'ярус (N1s2) поширений локально та представлена глинами з прошарками дрібнозернистих пісків. Потужність цих утворень не перевищує 6 ... 8 м.

Пліоцен представлений товщею червоно-бурих і бурих глин (N2-Q1). Середня їх потужність 9-12м, максимальна на вододілі річок Самара і Кільчень - 25 м.

Четвертинна система представлена середнім і верхнім відділами, до середнього відділу відноситься нижня частина алювіальних пісків, що залягають на відкладеннях харківської свити. До верхнього відділу віднесені алювіальні піски другої та першої надзаплавних терас р. Дніпро, і суглинки другий надзаплавної тераси.

Осадочний чохол складається в більшості породами палеогену неогену та четвертинної системи, у впадинах залягають відклади бучацької і київської свит еоцену.

### 3.1.2 Тектоніка району



Рисунок. 3.1.2 Схема УЩ і основних зон розломів [Гінтов, 2005; Гінтов, Пашкевич, 2010 року; Гінтов, Мичак, 2011a]:

1 - контур оголеної частини щита; 2 - контур схилів щита, в межах яких простежуються складчасті і розривні структури докембрійського фундаменту по геофізичним даним; 3 - плутони і великі інтрузивні масиви гранітоїдів; 4 - межа між Сарматією і Фенноскандею; 5 - розломи (а - міжмегаблокові, б - внутрішньомегаблокові); 6 - трансрегіональна зона розлому Херсон-Смоленськ; 7 - зони розломів (1 - Горинська, 2 - Луцька, 3 - Поліська, 4 - Звездаль-Заліська, 5 - ЯдловТрактеміровська, 6 - Чорнобильська, 7 - Брусилівська, 8 - Кіровоградська, 9 - Західно-Ингулецька, 10 - Криворізько-Кременчуцька, 11 - Дніпродзержинська, 12 - Світловодська, 13 - Саксаганська, 14 - Дерезоватська, 15 - Орехово-Павлоградська, 16 - Центрально-Волноваська, 17 - Девладівська, 18 - Малоянисольська, 19 - Краснополянська, 20 - Сарненсько-Варварівська, 21 - Суцано-Пержанська, 22 - Володимир-Волинська, 23 - Тетерівська, 24 - Хмельницька, 25 - Хмельникська, 26 - Летичевська, 27 - Ободовська, 28 - Немирівська, 29 - Подільська, 30 - Тальнівська, 31 - Смилівська, 32 - Владіївська, 33 - Першотравнева, 34 - ЗвенигородськоБратська, 35 - Новоукраїнська, 36 - Суботсько-Мошоринська, 37 - Бобринецька, 38 - Конкська, 39 - Горностаївська, 40 - Малоекатеринівська, 41 - Азовсько-Павлівська, 42 - Куйбишевська, 43 - Сорокинська, 44 - Південно-Донбаська, 45 - Верхнекамишевахська, 46 - Центрально-Приазовська, 47 - Ташевська; 8-12 - кінематичні знаки (8 - правий зсув, 9 - лівий зсув, 10 - підкидо-здвиг, 11 - скидо-здвиг; а - під час закладення, б - під час головної фази активізації, 12 - підкид (а) і скид (б)), 13 - шовні зони (1 - Голованівська, 2 - Ингулецько-Криворізька, 3 - Орехово-Павлоградська); 14 - площа досліджень. Мегаблоки: I - Волинський; II - Подільський; III - Росинський; IV - Бузький; V - Ингульський; VI - Середньопридніпровський; VII - Приазовський; VIII - Волино-Поліський вулканоплутонічний пояс.

Найдавніша історія розвитку регіону (перша половина раннього архею) зафіксована в породах нижніх світ Аульської і західно-приазовської серій, представлених древніми вулканогенними утвореннями. Риси наступного

етапу розвитку регіону (друга половина раннього архею) відображаються в породах верхніх свит вищевказаних серій. Для них характерний своєрідний план плікативних деформацій ( $340-350^\circ$  і  $70-80^\circ$ ), переважно первинноосадовий характер порід і ін. З ранньоархейським етапом розвитку регіону пов'язана і перша епоха гранітизації, яка призвела до утворення дніпровського комплексу.

Платформенний етап у розвитку території Дніпровської області почався в пізньому протерозої. Він характеризувався коливаннями і блоковими рухами по зонам розломів північно-західного ( $310-321^\circ$ ) напрямку в периферійних частинах щита.

Внаслідок пізньопротерозойських (байкальських) рухів на Східно-європейській платформі виник прогин по лінії Доно-Дніпровського грабена. Такі структурні обставини зберігалися протягом усього ранньопалеозойського (каледонського) етапу розвитку земної кори.

У другій половині девону в прогині відбувалася інтенсивна вулканічна діяльність, яка привела до утворення потужних покривів базальтів. Український щит, існуючий на наступному, герцинського, етапі розвитку земної кори, спочатку мав ту ж площу, що і щит каледонського часу. Але пізніше вона змінилася: окремі крайні блоки щита опускалися і перекривалися потужними опадами.

Протягом пізньопалеозойського, герцинського етапу відбувалося занурення Доно-Дніпровського грабена, яке призвело до накопичення багатокілометрової товщі осаду в середньому і пізньому девоні, карбоні, ранній пермі. У карбоні відбувалося стійке опускання як в грабені, так і на його бортах. Уже в ранній пермі почалося утворення складок в Донбасі і виникла головна антикліналь.

У першій половині ранньої крейди вся територія Дніпровсько-Донецької западини опускалася, виникали великі області континентальної, переважно алювіальної седиментації, вона поширювалася і на південно-східний схил щита. Були залиті морем Дніпровсько-Донецька западина і

схили щита. В кінці крейдяного періоду почалася регресія моря, вона закінчилася тільки в Доно-Дніпровському та Консько-Ялінском грабенах.

Від початку палеогену починається кайнозойської етап, майже вся платформенна частина України перетворюється в область денудації. Сам щит і Дніпровсько-Донецька западина були зоною накопичення континентальних, в основному алювіальних відкладів. Починаючи з пліоцену і до плейстоцену включно осадконакопичення відбувалося головним чином в межах річкових долин, на знижених вододілах формувалися в основному ґрунти (червоно-бурі глини).

### 3.1.3 Гідрогеологічні умови району

Гідрогеологічні умови Українського щита пов'язані в більшості випадків із тектонікою, геологічною будовою, географічними та фізичними факторами (клімат, рельєф і гідрографія і ін.)

Виявлені в кристалічному масиві горизонти та комплекси підземних вод знаходяться в четвертинних відкладеннях, породах неогену та палеогену, в піщано-мергелистих відкладеннях крейдяної системи, та давній корі вивітрювання. Найважливішими для використання є підземні води давньої кори вивітрювання кристалічних порід, зазвичай він являється слабонапірним або безнапірним та живиться переважно атмосферними опадами, які проникають крізь покрівлю. Розвантажуються підземні води загалом в долинах річок, наприклад Дніпро.

Водоносні горизонти що приурочені до верхнього тріщинуватого шару кристалічних порід (зона тріщинуватості близько 100-150м. всередньому) є найбільш поширеним.

## 3.2. Фізико-географічні та інженерно - геологічні умови об'єкта Набережна Перемоги 10

### 3.2.1 Загальні відомості про об'єкт досліджень

Територія досліджень адміністративно відноситься до Соборного району м.Дніпро і знаходиться в межах житлового масиву "Перемога 6", щільно забудованого багатоповерховими будинками.

### 3.2.2 Геолого-гідрогеологічна будова

Геологічний розріз території до глибини 17-20,0 м складений комплексом верхньо-середньочетвертичних алювіально-делювіальних відкладень (шари 20-7), які підстилаються палеогеновими глинами (шар 8). З поверхні покривні відклади перекриті техногенними насипними та намивними ґрунтами, що сформовані при будівництві мікрорайону (шари 1-2).

За результатами вишукувань різних років геологічний розріз представлений (рис.3.2):

Шар 1 (t IV). Насипні ґрунти - суміш суглинків, сушісків, пісків від сірих до чорних, тверді з корінням рослин і з включеннями щєбня. Потужність насипних ґрунтів вельми невтримана і в межах майданчика змінюється від 0,0м до 3,7 м.

Шар 2 (e IV). Ґрунтово-рослинні ґрунти - залягають з поверхні представлені супісками темно - бурого кольору, пластичної консистенції, з корінням рослин. Потужність не перевищує 0,3 м.

Техногенні відклади та штучні ґрунти підстилаються природними четвертинними відкладами, а саме кварцовими пісками жовтувато - сірими, сірими, жовтувато - бурими, пилуватими, неоднорідними, насиченими водою, прошарками і лінзами м'якопластичних суглинків та пластичних супісків.

Перший від поверхні четвертинній водоносний горизонт розповсюджений повсюдно і є безнапірним, сталий рівень його за станом на

лютий 2015 року знаходився на глибині 1,5-2,0 м від існуючої денної поверхні.

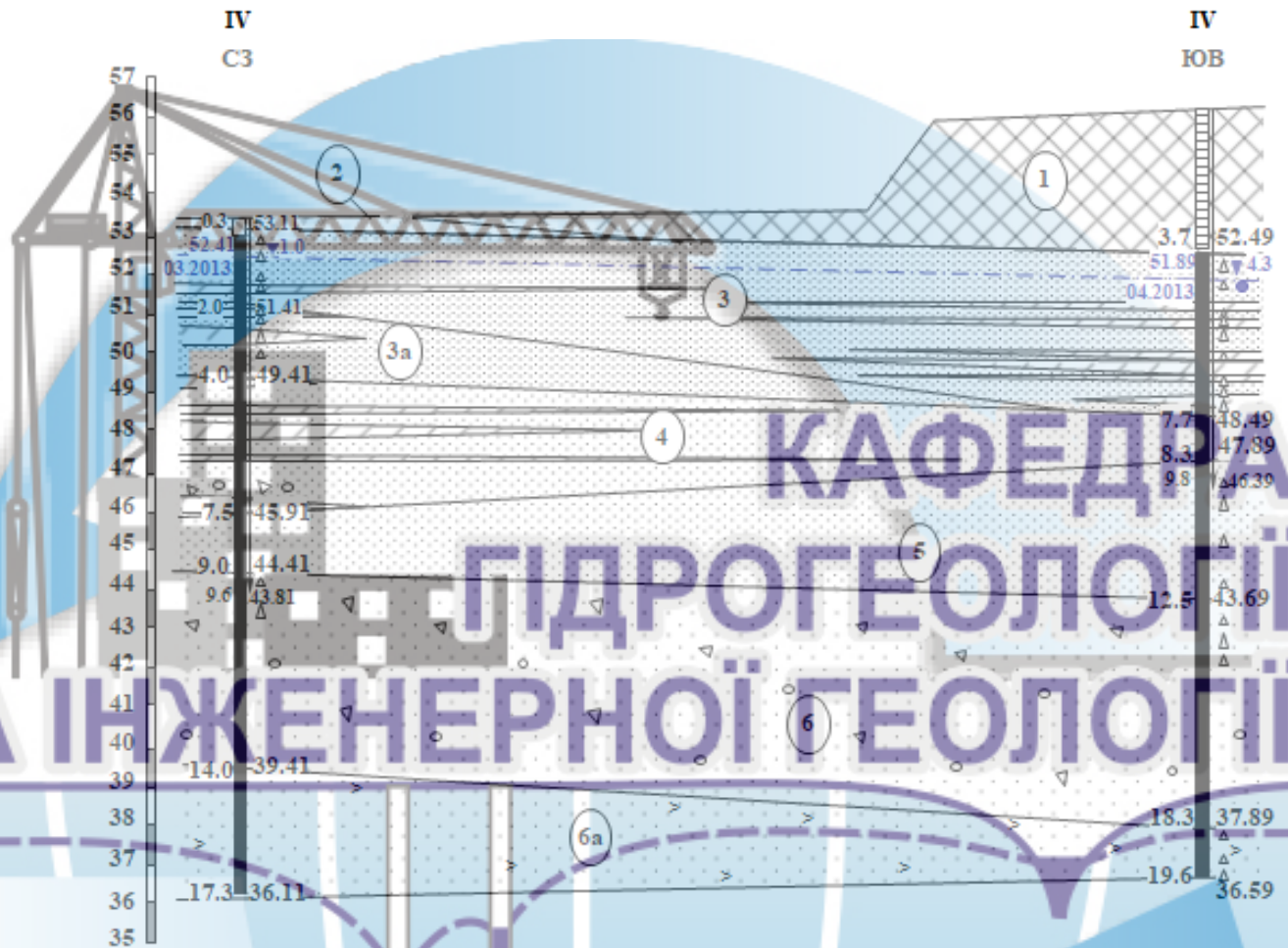


Рисунок 3.2 Інженерно-геологічний розріз за свердловинами 5-1

### 3.3. Фізико - механічні властивості ґрунтів

Піски ІГЕ-3. Природна вологість ґрунтів 0.22 д.од. У гранулометричному складі піщані фракції розміром більше 0.10 мм складають 62.5%, що характеризують піски як пилюваті, неоднорідні (ступінь неоднорідності 6.04). Щільність ґрунту 1.95 г/см<sup>3</sup>, щільність сухого ґрунту 1.60 г/см<sup>3</sup>. Коефіцієнт пористості 0.66, питомий опір ґрунту занурення конуса зонда при статичному зондуванні 3.49 МПа - ґрунти відносяться до середньої щільності складення. За ступенем вологості 0.88 є



водонасиченими. Ґрунти без домішки органічних речовин, так як відносно їх зміст всього 0.02 дол.од. Модуль загальної деформації дорівнює 13.0 МПа. Характеристики міцності: кут внутрішнього тертя  $30^{\circ}$ , питоме зчеплення 4.0 кПа.

Піски ПГЕ-3а. Природна вологість ґрунтів 0.22 д.од. У гранулометричному складі піщані фракції розміром більше 0.10 мм складають 25.0%, що характеризують піски як пилюваті, неоднорідні (ступінь неоднорідності 5.44). Щільність ґрунту  $1.90 \text{ г/см}^3$ , щільність сухого ґрунту  $1.56 \text{ г/см}^3$ . Коефіцієнт пористості 0.71, питомий опір ґрунту занурення конуса зонда при статичному зондуванні 2.68 МПа - ґрунти відносяться до середньої щільності складення. За ступенем вологості 0.83 є водонасиченими. Ґрунти без домішок органічних речовин, так як відносний їх зміст всього 0.009 дол.од.

Модуль загальної деформації дорівнює 11.0 МПа. Характеристики міцності показники: кут внутрішнього тертя  $28^{\circ}$ , питоме зчеплення 3.0 кПа.

Піски ПГЕ -4. Природна вологість ґрунтів 0.21 д.од. у гранулометричному складі піщані фракції розміром більше 0.10 мм складають 91.52%, що характеризує піски як дрібні, однорідні (ступінь неоднорідності 2.1). Щільність ґрунту  $1.97 \text{ г/см}^3$ , щільність сухого ґрунту  $1.63 \text{ г/см}^3$ . Коефіцієнт пористості 0.63, питомий опір ґрунту занурення конуса зонда при статичному зондуванні 6.0 МПа - ґрунти відносяться до середньої щільності складення. За ступенем вологості 0.88 є водонасиченими. Модуль загальної деформації дорівнює 29.0 МПа. Характеристики міцності: кут внутрішнього тертя  $33^{\circ}$ , питоме зчеплення 2.5 кПа.

Піски ПГЕ -5. Природна вологість ґрунтів 0.20 д.од. У гранулометричному складі піщані фракції розміром більше 0.10 мм складають 95.21%, що характеризує піски як дрібні, однорідні (ступінь неоднорідності 2.2). Щільність ґрунту  $2.01 \text{ г/см}^3$ , щільність сухого ґрунту  $1.68 \text{ г/см}^3$ . Коефіцієнт пористості 0.53, питомий опір ґрунту занурення конуса зонда при статичному зондуванні 15.87 МПа - ґрунти відносяться до

пісків щільного складання. За ступенем вологості 0.90 є водонасиченими. Модуль загальної деформації дорівнює 34.0 МПа. Характеристики міцності: кут внутрішнього тертя  $34^{\circ}$ , питоме зчеплення 3.0 кПа.

Піски ІГЕ -6. Природна вологість ґрунтів 0.18 д.од. У гранулометричному складі піщані фракції розміром більше 0.25 мм складають 74.85%, що характеризує піски як середньої крупності, неоднорідні (ступінь неоднорідності 3.3). Щільність ґрунту  $2.05 \text{ г/см}^3$ , щільність сухого ґрунту  $1.74 \text{ г/см}^3$ . Коефіцієнт пористості 0.53, питомий опір ґрунту занурення конуса зонда при статичному зондуванні 21.08 МПа - ґрунти відносяться до пісків щільного складання. За ступенем вологості 0.90 є водонасиченими. Модуль загальної деформації дорівнює 42.0 МПа. Характеристики міцності: кут внутрішнього тертя  $38^{\circ}$ , питоме зчеплення 2.0 кПа.

Піски ІГЕ -6а. Природна вологість ґрунтів 0.18 д.од. У гранулометричному складі піщані фракції розміром більше 0.25 мм складають 72.68%, що характеризують піски як середньої крупності, неоднорідні (ступінь неоднорідності 3.2). Щільність ґрунту  $1.97 \text{ г/см}^3$ , щільність сухого ґрунту  $1.74 \text{ г/см}^3$ . Коефіцієнт пористості 0.62 - ґрунти відносяться до пісків середньої щільності складання. За ступенем вологості 0.86 є водонасиченими. Ґрунти з домішкою органічних речовин, так як відносний їх вміст складає 0.05 дол.од. Модуль загальної деформації дорівнює 28.0 МПа. Характеристики міцності: кут внутрішнього тертя  $36^{\circ}$ , питоме зчеплення 1.5 кПа.

## 4. ВИБІР І ОБҐРУНТУВАННЯ РОЗРАХУНКОВИХ СХЕМ І ЗАХОДІВ ЩОДО ЗАБЕЗПЕЧЕННЯ СТІЙКОСТІ БУДІВЛІ ПО ПРОВ. ШТАБНОМУ

### 4.1 Геотехнічний стан об'єкта [48]

Відповідно [49, с. 8-9]: “Основание здания представлено искусственным основанием – песчаной подушкой, которая замещает почвенно-растительные и делювиальные грунты ...”.

“При инструментальном обследовании на здании и расположенных вблизи многоэтажных зданиях видимых деформаций не отмечено.

По экспертной оценке осадочные деформации основания на 2019 год реализованы, основание находится в стабилизированном состоянии под основной частью панельного дома.

Деформации основания проявились локально в зоне деформационного шва между блоками 1 и 2, где фундаменты выполнены в разных уровнях с перепадом отметок до 1,31-1,17 м между осями 1 и 3. Для обеспечения перепада в осях 2-3 выполнена подпорная стенка из блоков ФБС-6” (рис. 4.1 – 4.8).



Рисунок 4.1 – Зазор між стіною панеллю та фундаментом від 53 до 230 мм, тріщина в панелі, пустота під подушкою ФЛ-10 до 110 мм на ширину фундаменту



Рисунок 4.2 – Фрагмент осідань фундаментних подушок до 230 мм під стінами деформаційного шва



Рисунок 4.3 – Зависання стінової панелі за віссю А-Б на ділянці довжиною 5,80 м. Зазор під панелями від 2 до 130 мм, пустота між ФЛ-10 і основою до 85 мм



Рисунок 4.4 – Осідання фундаментних подушок на ділянці від ряду «Б» до ряду «В», зазор між стіновими панелями і фундаментом до 230 мм



Рисунок 4.5 – Тріщини і перекос зовнішньої панелі під лоджією



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

Рисунок 4.6 – Тріщини і перекос зовнішньої цокольної панелі під лоджією



Рисунок 4.7 – «Закриття» деформаційного шва



Рисунок 4.8 – Загальний вигляд деформаційного шва між секціями №1 і №2

Далі [49, с. 10]: “По критериям потенциальных деформаций состояние фундаментов и участка дома следует классифицировать как непригодное для нормальной эксплуатации с возможным переходом в аварийное при появлении фоновых динамических или иных воздействий (категории К-3, К-4).

Восстановление проектной работы ленточных фундаментов на песчаной подушке является обязательным мероприятием”.

Виконане обстеження будинку надає підстави, щоб погодитись з такими твердженнями, хоча слід зауважити, що фонові динамічні (чи інші) впливи слід було б визначити. На наш погляд, до таких можливо віднести землетрус інтенсивністю понад 4 бали за шкалою Ріхтера, повинь з перевищенням рівня води нульової відмітки поверхні планування будинку, аварійне пошкодження водогіну діаметром 500 мм, який знаходиться поблизу будинку та ін.

#### 4.2. Аналіз факторів і причин аварійного стану ділянки сполучення блоків 1 і 2 будинку

У звіті [49] основною причиною пошкодження фундаментів аварійної ділянки визначене суфозійне руйнування піщаної основи, що аналогічне розмиву, [49, с. 15]: “в результате техногенного подтопления произошло суффозионное разрушение песчаного основания (размыв) с просадкой фундаментных лент. Время появления отклонения не установлено, однако при фактических зазорах 50-230 мм между фундаментами и несущими панелями с нагрузкой 20,0-45,0 т/м, зазорами 80-130 мм между фундаментными подушками и грунтом состояние до аварийного, необходимо принятие срочных мер по восстановлению”.

Зважаючи на докорінно різний механізм розмивання ґрунту і суфозії та їхніх наслідків [16, 50] у лабораторії Центру гідрогеомеханіки і термодинаміки геотехнічних систем НТУ «Дніпровська політехніка» проведений гранулометричний аналіз піщаної основи фундаментів (рис. 4.9, табл. 4.1). Коефіцієнт неоднорідності мілкозернистого піску складає від 11,66 до 13,5.



У більшості джерел [4, 16, 50] визначаються критичні параметри початку суфозійного процесу за умов: гідравлічний градієнт підземного потоку більше 5,0, а коефіцієнт неоднорідності ґрунту перевищує 20. Стосовно градієнта 5,0 і більше може бути лише нереальна ситуація на аварійній ділянці будинку, коли різниця рівнів підземної течії у межах  $\approx 10$  м складе  $\approx 50$  м водяного стовпа.

Таблиця 4.1

Результати гранулометричного аналізу піщаної основи

№п/п	№ проби	Розмір часток, мм					Навіска, г	Коеф. неоднорідності
		>2	2-1	1-0.5	0.5-0.25	<0.25		
1	1а	0.96	1.31	10.86	53.88	32.99	100	11.66
2	1б	1.26	1.44	9.32	51.24	36.74	100	
3	2а	1.12	1.47	12.03	37.68	47.7	100	13.2
4	2б	1.53	1.32	11.26	43.29	42.6	100	
5	3а	5.97	1.15	10.11	36.8	45.97	100	13.1
6	3б	2.23	1.18	9.98	34.4	52.21	100	
7	4а	3.46	1.33	11	33.34	50.87	100	13.5
8	4б	3.32	1.32	11.15	34.76	49.45	100	
9	5а	4.25	1.96	11.81	33.44	48.54	100	12.8
10	5б	3.46	1.94	12.96	37.05	44.59	100	
11	6а	2.25	1.28	9.24	29.76	57.47	100	12.5
12	6б	3.42	1.42	8.55	27	59.61	100	

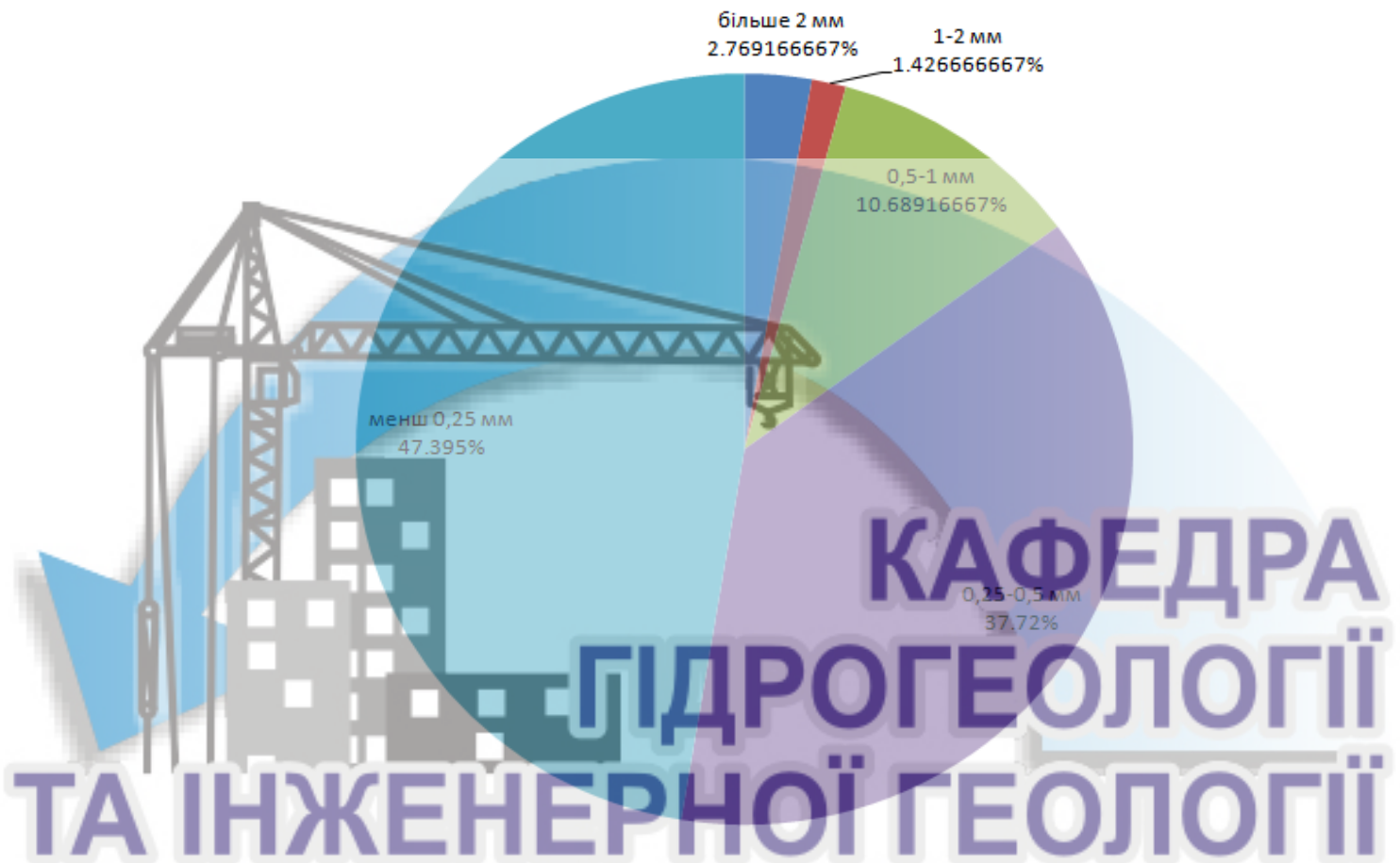


Рисунок 4.9 – Середній розподіл фракцій піщаної основи

Це неможливо навіть за штучних дій. Визначений коефіцієнт неоднорідності відповідає критичному гідравлічному градієнтові 0,4, який започатковує процес суфозії згідно найбільш ґрунтовних досліджень В.С.Істоміної [16]. За гідрогеологічною будовою площі житлового масиву «Перемога» градієнти підземних течій не перевищують 0,01 [Error! Reference source not found.]. У цих умовах суфозія дослідженої ґрунтової основи неможлива, і вочевидь, неможливе її руйнування під фундаментом.

У межах визначених (рис. 4.10) лінійних розмірів площі осідань фундаментів  $\approx 10$  м. Необхідний штучний гідравлічний тиск повинен щонайменше на 2 м перевищувати нульову позначку поверхні. Такі джерела відсутні, отже суфозійне розуцільнення піщаної основи неможливе.

Найбільш вірогідним є ушкодження поверхні піщаної основи розмивом під час ведення робіт нульового циклу з закладенням фундаментних подушок у рівнях, що відрізняється близько 1,0 м. Крім цього, авторами [49]

виявлений не ущільнений інтервал у підпирній стінці між блоками 1 і 2 будинку, де був можливим рух піску з формуванням конусу виносу та одночасним просіданням фундаментних подушок.

Не слід виключати також незадовільну якість формування поверхні піщаної основи з подальшим укладенням і ущільненням зворотньої засипки. Наприклад, виявлена відмітка піщаної поверхні у секції підвалу, яка знаходиться нижче за сусідні на 0,3 м, що є рівнем підшви фундаменту, хоча розмиви відсутні і просідання фундаментних подушок не спостерігається.

Узагальнюючи викладене, слід констатувати:

а) піщана основа фундаментів у всіх вісях 1, 2, 3 має поверхню деформовану розмивом та (або) її неякісним формуванням;

б) суфозійне розущільнення піщаного ґрунту за глибиною основи слід виключити;

в) осідання фундаментних подушок з відривом від несучих стін відбулося під власною вагою з зазначених вище причин [48].

КАФЕДРА  
ГІДРОГЕОЛОГІЇ  
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

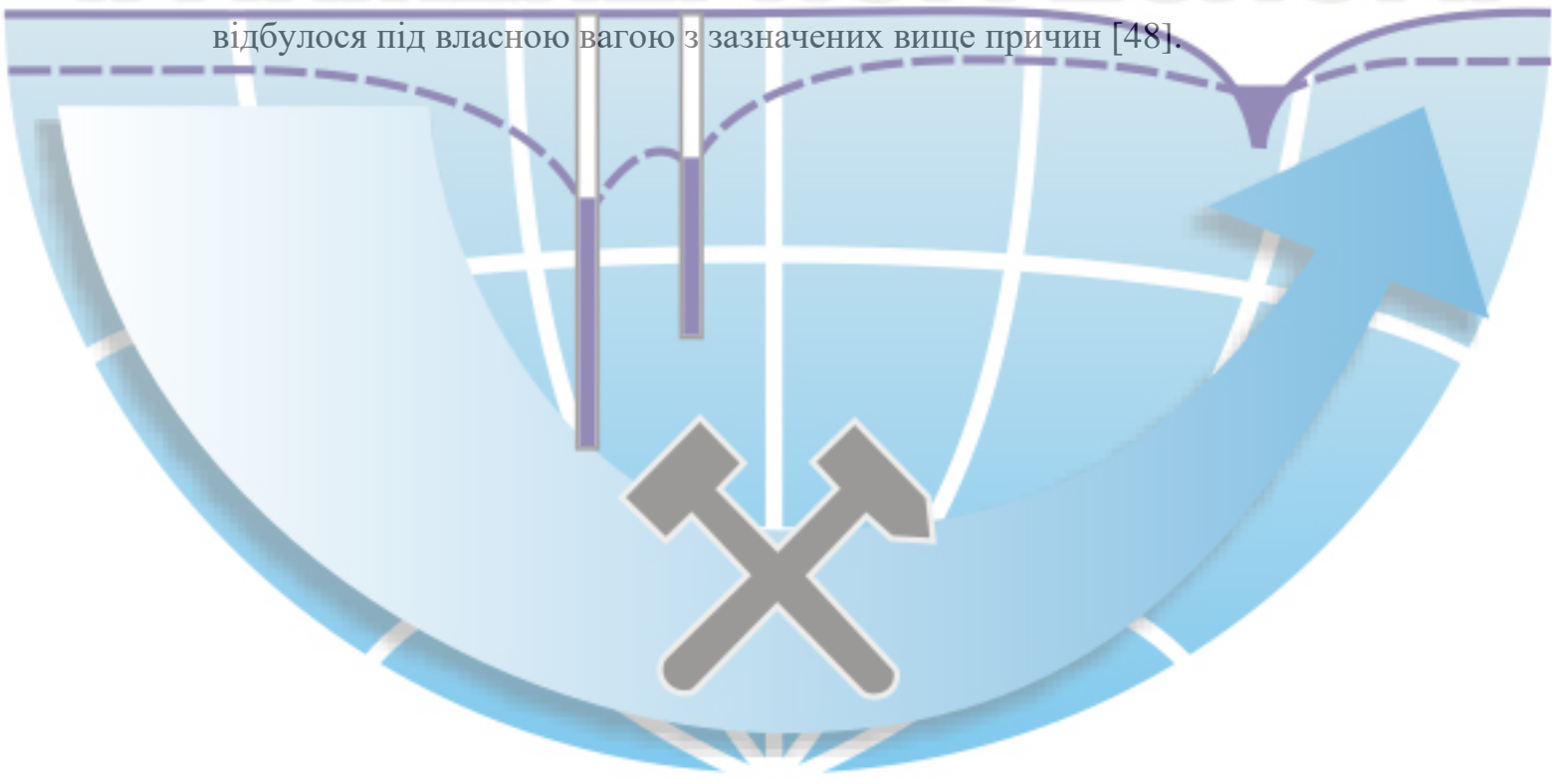




Рисунок 4.10 – Площа осідань та місця відбору проб стосовно таблиці у додатку № 2 (креслення [Error! Reference source not found.])

### 4.3 Розрахунок осідання будівлі

Суть методу полягає у визначенні осідань елементарних шарів основи в межах стиснутої товщі від додаткових вертикальних напружень  $\sigma_{zp}$ , що виникають від навантажень, що передані спорудами.

Так як в основу цього методу покладено розрахункову модель основи у вигляді лінійно-деформованого суцільного середовища, то необхідно обмежити середній тиск на основу такою границею, при якій області пластичних деформацій виникають лише незначно порушуючи лінійну деформованість основи [29].

Для розрахунків осідання фундаменту методом пошарового підсумовування шарів застосовуємо формулу 4.1. Результати розрахунку осідання наведені в таблиці 4.2.

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp} \cdot h_i}{E_i} + \quad (4.1)$$

де  $h$  – товщина шару, м ;  $H$  – відстань від рівня планування до низу елементарного шару, м ;  $z$  – відстань від підшви фундаменту до низу елементарного шару, м;  $m$  – коефіцієнт, що дорівнює  $2 \cdot z/b$ , де  $b$  – ширина фундаменту;  $a$  – коефіцієнт, який приймається за [29];  $\sigma_{zg}$  – природний тиск, т/м<sup>2</sup>;  $\sigma_{zp}$  – додатковий тиск, т/м<sup>2</sup>;  $S$  – осідання шару, мм.

Після проведення розрахунків осідань методом пошарового підсумовування було отримано розрахункове значення осідання, яке становить  $S = 67,7$  мм. Розрахункова схема для визначення опади методом пошарового підсумовування приведена на малюнку 4.11.

Таблиця 4.2

Результати розрахунків осідання основи методом пошарового підсумовування

№	ИГЭ	h, м	H, м	z, м	m	a	$\sigma_{zg}, \text{T/м}$	$\sigma_{zp}, \text{T/м}$	S, мм
0	-	-	1	0	-	-	1,30	7,27	-
1	2	2,9	3,9	2,9	0,331	0,981	5,90	7,13	15,2
2	3	3,4	7,3	6,3	0,720	0,900	11,65	6,55	13,3
3	3a	2	9,3	8,3	0,949	0,834	15,05	6,07	5,0
4	4	2,5	11,8	10,8	1,234	0,745	19,42	5,42	9,6
5	5	10,8	22,6	21,6	2,469	0,467	38,76	3,40	14,6
6	6	8,5	31,1	30,1	3,440	0,352	54,57	2,56	9,2



Рисунок 4.11 – Розрахункова схема для визначення осідань методом пошарового підсумовування

#### 4.4 Рекомендації щодо ліквідації аварійного стану ділянки між блоками 1 і 2

Згідно [Error! Reference source not found.9, с. 21]: «Учитывая состояние основания и фундаментов участка здания жилого дома в срочном порядке рекомендуем выполнить аварийно-восстановительные работы, включающие усиление и восстановление стыков “стены-фундаменты” и инъектирование пустот (промоин) под фундаментными лентами. После усиления необходимо проконтролировать состояние конструкций”.

Рекомендоване виконання робіт у три етапи [49, с. 18, 19]: “Этап №1. Усиление и восстановление стыков “стены-фундаменты” (зазоры от 0,0 до 250 мм, см. схемы приложения 1). Усиление проводится путем бетонирования и инъектирования зазоров между фундаментными подушками ФЛ-10,21,24, железобетонными и керамзитобетонными панелями высокоподвижными безусадочными бетонами или специальными составами путем установки опалубки на стыках с зазорами более 50 мм и инъекторов на зазоры менее 50 мм. По деформационному шву выполняется заполнение пеной до выполнения бетонных работ”.

“Этап № 2. Восстановление в местах старых повреждений и зазоров между элементами менее 50 мм выполняется методом инъектирования ....”.

“Этап № 3. Инъектирование пустот (промоин) под фундаментными лентами. Объем определен ориентировочно по выявленным участкам пустот, кроме этого возможны скрытые дефекты и промоины которые могут быть ликвидированы путем заполнения безусадочными либо расширяющимися цементными растворами. Работы проводить при техническом надзоре и фиксации объемов по факту выполнения инъекции”.

Найбільш дискусійним у наданих в [49] рекомендаціях є наступне:

- нисхідний порядок відновлення геомеханічного зв'язку між несучими стінами, фундаментними подушками і піщаною основою, що протирічить його реалізації під час будівництва;

- етап №3, за практикою, супроводжується додатковими осіданнями ґрунтової основи, а стосовно пісків є проблематичним ін'єктивне поглинання водо-цементної суміші у мілкозернисті піски. Таким чином можливий повторний відрив фундаментних подушок від несучих стін. Крім цього, контролюване за об'ємами і тиском нагнітання у середовище, де невідомі гідравлічні перетини руху суміші неможливе;

- контроль динаміки відновлення взаємодії у системі «основа-фундамент-несуча стіна» не запропонований.

Зважаючи на вищевикладене, необхідно:

Відновити поверхню контакту «піщана основа-фундамент» у проектному порядку:

- а) досипання і механічне ущільнення піщаної основи до проектного рівня;
- б) розпирання у системі «несуча стіна – фундаментна подушка» з використанням механічних домкратів типу «гайка – гвинт» (рис. 4.12);
- в) контроль досягнення проектного навантаження між підшвою фундаменту і піщаною основою за допомогою оригінальних гідравлічних тензопристроїв та індикаторів осідання (месдоза) до повної стабілізації;
- г) завершальний етап полягає у сполученні фундаментальних подушок і несучих стін шляхом зведення опалубки і заповнення порожнин разом з домкратами, що рекомендоване в [49] як етап 1 [48].

**4.5 Фактичні результати реалізованих заходів згідно рекомендацій [48]**





Рисунок 4.12 – Реалізація схеми розпирання у системі «несуча стіна – фундаментна подушка» з використанням механічних домкратів типу «гайка – гвинт» (січень-лютий 2020 року)



Рисунок 4.13 – Стан підвальної частини будівлі на 10.06.2020 р.



Рисунок 4.14 – Стан підвальної частини будівлі на 10.06.2020 р.

## ВИСНОВОК

Серед ряду проблем, які супроводжують експлуатацію будівель, актуальність має і проблема суфозії оскільки виникає вона у великих містах доволі часто, через ряд техногенних причин. Урахування суфозії у інженерно-геологічній оцінці стійкості будівель дає більш точний прогноз для подальшого її використання. Оскільки місто Дніпро має доволі складні та погано придатні до будівництва ґрунти, тому треба використовувати території які будуть менш затратними. Тобто намивні.

Тому, у моїй дипломній роботі основною метою буде дослідження формування та розвитку процесів суфозії при різних інженерно-геологічних умовах території, а також обґрунтування вибору оптимальної основи будівель з урахуванням їх інженерно-геологічних особливостей.

Для її досягнення були поставлені та вирішені наступні завдання:

- вивчений сучасний стан питання щодо утворення намивних територій та будівництва на них;
- проведена детальна характеристика процесу суфозії, що супроводжує експлуатацію намивних ґрунтів;
- проаналізовані засади щодо проектування і влаштування основ і фундаментів промислових і цивільних будівель і споруд на намивних ґрунтах;
- проаналізовані зміни фізико-механічних властивостей намивних ґрунтів з глибиною, і виявлені фактори, що впливають на їх зміну;
- визначені причини та фактори, що передували деформаціям будинку за адресою пров. Штабний, 3;
- розроблені рекомендації щодо ліквідації деформацій будинку.

У даній роботі було показано наскільки врахування тих чи інших даних сприяє отриманню раціональних складових при оцінці стійкості будівель на намивних породах. Виділено головні особливості намивних пісчаних ґрунтів

які суттєво впливають, ускладнюють, освоєння нових територій під будівництво.

У зв'язку з цим, в дипломній роботі досліджені процеси у наливних грунтах на прикладі аварійного стану житлового будинку по пров. Штабному, шляхом комплексу спостережень, вимірів та аналізу інженерно-геологічної інформації для з'ясування причин деформації будинку і розробки заходів щодо їх ліквідації.



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. Забезпечення несучої здатності масивів намивних ґрунтів з підстилаючими слабкими шарами Китовський С.О. 2016
2. Волнин Б.А. Высокие намывные и полунамывные плотины США. М., Госэнергоиздат, 1958, 88 с.
3. Абелев Ю.М., Крутов В.И. Возведение зданий и сооружений на насыпных грунтах. М., Госстройиздат, 1962, с. 148.
4. Аравин В.И., Нумеров С.Н. Фильтрационные расчеты гидротехнических сооружений. -М.-Л.: Госстройиздат, 1955. -292с.
5. Глотова М.А. Намывные песчаные грунты Киевского региона, как основания зданий и сооружений: Дис... канд. технические науки: 05.23.02. - М. РГБ, 2007.
6. Замарин Е.А., Попов К.В., Фандеев В.В. Гидротехнические сооружения. -М.: Сельхозгиз, 1952.
7. Коновалов П.А., Кушнир С.Я. Основы проектирования и строительства на намывных грунтах Западной Сибири. Тюмень, Изд-во "Тюменская правда", 93 с.
8. Добровольский В.В. Намывные грунты и использование их в качестве оснований сооружений. Автореф. канд.дис. М., 1948, 19 с.
9. Вікіпедія [Електронний ресурс]
10. МЕХАНІКА ҐРУНТІВ, ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ Л. М. Шутенко 2017
11. В. Ю. Моисеев Инженерная подготовка застраиваемых территорий 148с.
12. ТТК. Укладання ґрунту намивом в відвали при гідромеханізації [<https://docs.cntd.ru/document/435785314>]

13. Механизированная разработка грунта. Разработка грунта экскаватором в выемках, котлованах, траншеях и отвал или насыпь. Разработка и перемещение грунта бульдозерами и скреперами.

[[http://kf.osu.ru/old/otdel\\_do/bs/bs-01/doc/16-3.pdf](http://kf.osu.ru/old/otdel_do/bs/bs-01/doc/16-3.pdf)]

14. Науково-технічний збірник “сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві”. Механіка ґрунтів та фундаменти, Ефтехарі Бабак

[<http://ir.lib.vntu.edu.ua/bitstream/handle/123456789/4189/90.pdf?sequence=3&isAllowed=y>]

15. Юфин А.П. Гидромеханизация. М., Стройиздат, 1965, 496 с.

16. Истомин В.С. Фильтрационная устойчивость грунтов. - М.: Водгео, 1957

17. Лобасов П.Д. Проектирование и намыв территорий, подлежащих застройке. Л.-М.; Госстройиздат, Л., 1956, 279 с.

18. Мелентьев В.А. Песчаные и гравелистые грунты намывных плотин. - Госэнергоиздат, М., 1960, 163 с.

19. Русинов И.Я. Исследование физико-механических характеристик намытых песчаных грунтов, укладываемых в насыпи на летных полях аэродромов при производстве работ методом гидромеханизации. - Автореферат докт.дис, 1958, 159 с.

20. Шнеер И.А. Плотность песков при их намыве. - "Гидротехническое строительство", 1958, № 5, с. 39-42.

21. Хазанов М.И. Интенсивность уплотнения и упрочнения во времени намытых песков. - Труды ИНИИС. М., 1965, вып. 31, с. 36-55.

22. Хазанов М.И. Исследование структурных связей намывных песчаных грунтов опытными штампами и динамическим зондированием. - В кн. Методы исследования механических свойств грунтов в условиях естественного залегания, Минск, 1962.

23. Русинов И.Я. Физико-механические свойства намытых песчаных грунтов. - В кн.: Гидравлика сооружений и динамика речных русел. М., 1959.
24. Огурцов А.И. Намыв земляных сооружений. М., Госстройиздат, 1963, 367 с.
25. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. М., Стройиздат, 1973, 374 с.
26. Малышев М.В. Уплотнение водонасыщенного грунта при постепенном увеличении толщины слоя. - "Основания, фундаменты и механика грунтов", 1959, № 3, с. 24-27.
27. Маслов Н.Н. Механика грунтов в практике строительства. М.: Высшая школа, 1968. 295 с.
28. Флорин В.А. К вопросу разжижения чистых водонасыщенных мелкозернистых песков. - "Гидротехническое строительство", 1951, № 7, с. 34-36.
29. Цытович Н.А. Механика грунтов. - М.: Высшая школа, 1973. - 448 с.
30. Винокуров Е.Ф., Карамшев А.С. Строительство на поименно-намывных основаниях. - "Высшая школа", Шнек, 1980, 200 с.
31. Аронов А.М. К вопросу о плотности песчаных грунтов в намывных сооружениях. - "Вопросы геотехники", Трансжелдориздат, М., 1936.
32. Горькова И.М. Структурные и деформационные особенности осадочных пород различной степени уплотнения и литификации. М., "Наука", 1965, 128 с.
33. Ларионов А.К. Инженерно-геологическое изучение рыхлых осадочных пород. М., "Недра", 1966, 328 с.
34. Крутов В.И. Основания и фундаменты на просадочных грунтах. Киев: Будівельник, 1982. 224 с.
35. Басниев К.С., Кочина И.Н. Подземная гидромеханика. Москва, Недра, 1993 - 417 с.



36. Мелентьев В.А., Колпашников Н.П., Волнин Б.А. Намывные гидротехнические сооружения. Госстройиздат, М., 1973, 237 с.
37. Коновалов П.А., Кушнир С.Я. Основы проектирования и строительства на намывных грунтах Западной Сибири. Тюмень, Изд-во "Тюменская правда", 93 с.
38. Ломтадзе. В.Д. Инженерная геология. Инженерная геодинамика 1977
39. Максимович Г.А. Основы карстоведения 1963
40. СУФФОЗИЯ: ТЕРМИНОЛОГИЯ И ФЕНОМЕНОЛОГИЯ, Хоменко В.П. 2019
41. П 54-90 (Пособие к СНиП2.02.02-85) Методика составления моделей водопроницаемости скальных массивов в основаниях гидротехнических сооружений / ВНИИГ, Санкт-Петербург, 1992 г.
42. Хоменко В.П. Карстово-суффозионные процессы и их прогноз 1986 г.
43. Суффозионные и карстовые процессы [<https://gdta.ru/poleznye-stati/suffozionnye-i-karstovye-protssesy/>]
44. Суффозия [<https://tehlib.com/inzhenernaya-geologiya/slovar-geologicheskikh-terminov/suffoziya/>]
45. Сергеев Е.М. Инженерная геология, 3-е изд. стереотип. – М: «ИД Альянс», 2011. – 248 с.
46. Рекомендации по методике лабораторных испытаний грунтов на водопроницаемость и суффозионную устойчивость, 01.04.1983 ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева
47. Анікеев. Суфозія. Класифікація процесів. 2006
48. Висновок стосовно аварійного стану житлового будинку та рекомендацій щодо його усунення (адреса будинку – провулок Штабний, 3, м.Дніпро) / Садовенко І.О., Дніпро, 2019 р.
49. Звіт по інструментальному обстеженню з оцінкою технічного стану будівельних конструкцій для ремонту і усунення аварійних ушкоджень фундаментів житлового будинку за адресою: провулок Штабний, 3 в м.Дніпро (договір № 319) / Головка С.І., Харченко О.С., ДВНЗ

“Придніпровська державна академія будівництва та архітектури”. –  
Дніпро. 2019

50. Замарин Е.А., Попов К.В., Фандеев В.В. Гидротехнические  
сооружения. -М.: Сельхозгиз, 1952.

51. Отчет об инженерно-геологических изысканиях по объекту “Новое  
строительство спортивного комплекса по ул. Набережная Победы в  
районе дома №9Б в г.Днепре (I-III очереди строительства) / Федоренко  
В.И., Ревенко А.А., “ДнепроГИИНТИЗ”. – Днепр. 2016.



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

№	Формат	Позначення	Найменування	Кілька аркушів	Примітка
			Документація		
1	A4	ЗСГ	Пояснювальна записка	97	
			Презентація Power Point	14	



КАФЕДРА  
ГІДРОГЕОЛОГІЇ  
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

## Рецензія

на кваліфікаційну роботу ступеня бакалавра НТУ «Дніпровська політехніка» освітньої програми «Гідрогеологія» (спеціальність «Науки про Землю»), студентки гр. 103-17-2 Гребенюк Валентини Русланівни на тему «Вплив інженерно-геологічної будови ґрунтового масиву на суфозійні процеси та деталізація їх розгляду на об'єкті заплавної тераси р.Дніпро»

Обрана тема досліджень надзвичайно актуальна для України в цілому, тому що число міст невпинно зростає, а існуючі розширюються, вимагаючи необхідних додаткових площ для забудови. При виборі будівельних майданчиків для розміщення житлових масивів, промислових комплексів, парків, в першу чергу, зараз використовуються непридатні заплавні, заболочені, яружні території, що примикають до міст і населених пунктів. Безпосередня доступність водного простору забезпечується при захисті прибережних територій підвищенням відміток поверхні – намивних ґрунтів.

Представлена робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел. Вивчено сучасний стан питання щодо утворення намивних територій та будівництва на них. Проаналізовані засади щодо утворення та розвитку суфозійних процесів у намивних ґрунтах. Досліджені зміни фізико-механічних властивостей намивних ґрунтів з глибиною, і виявлені фактори, що впливають на їх зміну.

До недоліків роботи можна віднести недостатній опис геологічної будови регіону взагалі, але це не впливає на її загальну позитивну оцінку.

Кваліфікаційна робота написана грамотною мовою, оформлена відповідно до вимог, має практичну значимість. Кваліфікаційна робота бакалавра відповідає вимогам до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньої програми і заслуговує оцінки «відмінно», а її автор Гребенюк В.Р. – присвоєння кваліфікації бакалавр за спеціальністю «Науки про Землю».

Рецензент:

доц. каф. геології та розвідки родовищ  
корисних копалин НТУ «Дніпровська політехніка»  
к.геол. н., доц.

М.Л. Куцевол

### Відгук

наукового керівника на кваліфікаційну роботу ступеня бакалавра НТУ «Дніпровська політехніка» спеціальності «Гідрогеологія» (освітня програма «Геологія»), студентки гр. 103-17-2 Гребенюк Валентини Русланівни на тему «Вплив інженерно-геологічної будови ґрунтового масиву на суфозійні процеси та деталізація їх розгляду на об'єкті заплавної тераси р.Дніпро»

Зв'язок завдання на кваліфікаційну роботу з об'єктом діяльності бакалавра. Завдання на представлену кваліфікаційну роботу безпосередньо пов'язано з об'єктом діяльності бакалавра за спеціальністю «Гідрогеологія» (освітня програма «Геологія») дослідженням гідрогеомеханічного режиму природно-технічних об'єктів.

Актуальність. Проблема стійкості техногенно навантажених масивів у м.Дніпрі завжди дуже гостро стояла для міста. Більш того, при постійному підвищенні темпів будівництва, та зростаючих з кожним роком рівнях підземних вод, вирішення даної проблеми виходить на перший план при проектуванні. Тому тема кваліфікаційної роботи студентки Гребенюк В.Р. є актуальною та сучасною.

Відповідність змісту стандартам вищої освіти та дескрипторам НРК. Робота складається зі вступу, чотирьох розділів, висновку, списку літератури. Зміст роботи повністю відповідає стандартам вищої освіти та дескрипторам НРК.

Новизна. У роботі запропоновані нові підходи до вивчення фізико-хімічних та механічних умов формування суфозійних процесів порід у комплексі, що визначають стійкість масивів. Детально описано інженерно-геологічні процеси в масивах льосових порід, а саме – механічної суфозії. Розглянуті основні методи розрахунку просадності будівель саме з точки зору врахування специфіки льосових порід.

Практичне значення результатів. Представлені моделі можуть бути використані для виконання попередніх прогнозів стійкості територій та обґрунтування параметрів регулювання їх гідрогеомеханічного режиму.

Ступінь самостійності виконання. Студентка Гребенюк В.Р. виконала кваліфікаційну роботу самостійно за допомогою консультацій наукового керівника.

Застосування ПЕОМ, реальність, комплексність. Усі розрахунки в роботі виконані студенткою Гребенюк В.Р. з використанням ПЕОМ для реального об'єкту з відповідним урахуванням їх геологічної та гідрогеологічної специфіки. Робота враховує необхідні відомості та картографічний матеріал з геології та гідрогеології.

Якість оформлювання. Робота написана грамотною мовою, оформлена відповідно до сучасних вимог.

Недоліки. При описі методів розрахунку стійкості масивів необхідно було б приділили більшу увагу сучасним методам моделювання.

Комплексна оцінка. Кваліфікаційна робота Гребенюк В.Р. відповідає вимогам до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньої програми «Гідрогеологія» і заслуговує оцінки «відмінно», а її автор Гребенюк В.Р. – присвоєння їй кваліфікації бакалавр за спеціальністю «Гідрогеологія» (освітня програма «Геологія»).

Науковий керівник:  
доцент каф. гідрогеології та інженерної геології  
к.т.н.

Н.І.  
Деревягіна



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ