

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

Факультет природничих наук та технологій
(факультет)

Кафедра Гідрогеології та інженерної геології
(повна назва)

ПОЯСНОВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню бакалавра
(бакалавра, спеціаліста, магістра)

студента Короткої Владислави Олександрівни

академічної групи 103-18-2
(шифр)

спеціальності 103 Науки про Землю
(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою «Геологія»
(офіційна назва)

на тему «Інженерно-геологічні умови центральної частини Дніпропетровської області та прогноз деформації ґрунтів в основі фундаментів об'єктів залізничної інфраструктури»

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Перкова Т.І.			
розділів:				
Загальний	Перкова Т.І.			
Спеціальний	Перкова Т.І.			
Рецензент	Довбніч М.М.			
Нормоконтролер	Загриценко А.М.			

Дніпро
2022

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри

гідрогеології та інженерної геології
(повна назва)

Рудаков Д.В.
(прізвище, ініціали)

(підпис)

« »

2022 року

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

студенту Короткій Владиславі Олександрівні

(прізвище та ініціали)

академічної групи 103-18-2

(шифр)

спеціальності Науки про Землю

за освітньо-професійною програмою Геологія

на тему «Інженерно-геологічні умови центральної частини Дніпропетровської області та прогноз деформації ґрунтів в основі фундаментів об'єктів залізничної інфраструктури»

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 15.04.22 №203-с

Розділ	Зміст	Термін виконання
Загальний	Фізико-географічна характеристика досліджуваної території. Аналіз геологічної будови, гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки будівництва	15.04.2022 - 08.05.2022
Спеціальний	Аналіз нормативних та розрахункових характеристик ґрунтів	09.05.2022 - 19.05.2022
	Розрахунок осадки аналітичним методом. Обґрунтування деформацій ґрунтової товщі в основі проектованої споруди	20.05.2022 – 01.06.2022
	Розрахунок осадки методом математичного моделювання. Оцінка геомеханічного стану ґрунтової основи	02.06.2022 – 15.06.2022

Завдання видано

(підпис керівника)

Перкова Т.І.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі

15.04.2022

Дата подання до екзаменаційної комісії

15.06.2022

Прийнято до виконання

(підпис студента)

Коротка В.О.

(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка 64 стр., 29 рис., 16 табл., 4 додаток, 20 джерел.

В кваліфікаційній роботі виконаний аналіз геолого-гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов центральної частини Дніпропетровської області у зв'язку з оцінкою деформаційної стійкості ґрунтової товщі на ділянці проєктованого будівництва об'єкта залізничної інфраструктури.

Об'єкт дослідження: деформаційні процеси в ґрунтовій основі об'єкту залізничної інфраструктури в центральній частині Дніпропетровської області.

Мета кваліфікаційної роботи полягає в оцінці несучої здатності ґрунтової товщі в основі об'єкту залізничної інфраструктури в характерних для центральної частини Дніпропетровської області інженерно-геологічних умовах.

Методи досліджень: аналіз даних інженерно-геологічних вишукувань та результатів гідрогеологічних досліджень, аналітичні розрахунки та математичне моделювання.

Новизна роботи полягає в порівняльній оцінці результатів розрахунку осадки фундаменту проєктованого двоповерхового павільйону залізничної станції аналітичним методом та методом моделювання.


У вступі наведено мета роботи та її актуальність, поставлені завдання, які необхідно вирішити при виконанні роботи.

У загальній частині надано фізико-географічну характеристику досліджуваної території, проведений аналіз геолого-гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов.

У спеціальній частині виконані розрахунки осадки фундаменту аналітичним методом і методом математичного моделювання.

За результатами виконаних розрахунків зроблено висновки щодо умов експлуатації проєктованої споруди.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ, ДЕФОРМАЦІЙНІ ПРОЦЕСИ, ОСАДКА ФУНДАМЕНТУ, МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ.



КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНІ УМОВИ ДОСЛІДЖУВАНОЇ ТЕРИТОРІЇ.....	7
2 ГЕОЛОГО-ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ БУДІВНИЦТВА	12
2.1 Геологічна будова	12
2.2 Гідрогеологічні умови	23
2.3 Інженерно-геологічні явища та процеси	25
3 РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАЦІЙ ГРУНТОВОЇ ТОВЩИ В ОСНОВІ ПРОЕКТОВАНОЇ СПОРУДИ.....	26
3.1 Вихідні параметри і методика розрахунку	26
3.2 Розрахункова схематизація ділянки будівництва	34
3.3 Аналіз деформацій ґрунтової товщі в основі проекрованої споруди.....	39
4 ОЦІНКА ГЕОМЕХАНІЧНОГО СТАНУ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ МОДЕЛЮВАННЯ.....	41
4.1 Процедура розрахунку геомеханічного стану	41
4.2 Розрахункова схематизація і методика розрахунку	46
4.3 Оцінка геомеханічного стану ґрунтової основи.....	55
ВИСНОВКИ.....	56
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	57
ТЕКСТОВІ ДОДАТКИ	59
Додаток 1.....	60
Додаток А Відзив керівника кваліфікаційної роботи	61
Додаток Б Рецензія на кваліфікаційну роботу	63
Додаток В Протокол перевірки кваліфікаційної роботи	64

ВСТУП

Кваліфікаційна робота присвячена аналізу геолого-гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов центральної частини Дніпропетровської області у зв'язку з оцінкою деформаційної стійкості ґрунтової товщі на ділянці проєктованого будівництва об'єкта залізничної інфраструктури.

Об'єкт дослідження: деформаційні процеси в ґрунтовій основі об'єкту залізничної інфраструктури в центральній частині Дніпропетровської області.

Мета кваліфікаційної роботи полягає в оцінці несучої здатності ґрунтової товщі в основі об'єкту залізничної інфраструктури в характерних для центральної частини Дніпропетровської області інженерно-геологічних умовах.

Для виконання мети кваліфікаційної роботи вирішенні наступні задачі:

- 1) виконаний аналіз даних інженерно-геологічних вишукувань та результатів гідрогеологічних досліджень;
- 2) проведені розрахунки осадки фундаменту для двоповерхового павільйону залізничної станції аналітичним методом;
- 3) проведені розрахунки осадки фундаменту для двоповерхового павільйону залізничної станції методом чисельного моделювання;

За результатами дослідження виконана порівняльна оцінка результатів розрахунку осадки фундаменту та зроблено висновки щодо умов експлуатації проєктованої споруди.

Оснoву для виконання прогнoзних розрахунків склали результати інженерно-геологічних вишукувань та матеріали лабораторних досліджень властивостей ґрунтів.

КЛЮЧОВІ СЛОВА: ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ, ДЕФОРМАЦІЙНІ ПРОЦЕСИ, ОСАДКА ФУНДАМЕНТУ, МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ.

1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНІ УМОВИ ДОСЛІДЖУВАНОЇ ТЕРИТОРІЇ

Досліджуваний об'єкт знаходиться в східній частині Дніпропетровській області м. Синельникове в міжрічковому плато рік Самара і Дніпро (рис 1.1).



Рисунок 1.1 – Супутниковий знімок досліджуваної ділянки

В геоморфологічному відношенні досліджувана територія відноситься до Запорізької рівнини Азово-Придніпровської височини, яка утворилася на докембрійській основі. Запорізька рівнина представляє собою пластово-денудаційну успадковано-відроджену рівнину. Первинна основа сучасного рельєфу – постміоценова акумулятивно-денудаційна рівнина з фрагментами цокольного походження. Мало розчленований рельєф вододілу представляє собою злегка хвилясту рівнину з поступовим зниженням на північний схід і південний захід. Схили зазнали різного ступеню розчленування і сформовані комплексом схилових процесів:

- делювіальним площинним змивом;
- дрібноструменевим розмивом;
- яружно-балочною ерозією;
- зсувними процесами.

Із заходу, південного заходу, південного сходу і сходу до міста рельєф плато порушений балками. До ділянки зі сходу підходять вершини балок Шваччина і Клопової, які впадають в балку Парну, що впадає в річку Нижня Терса. Долина характеризується асиметрією поперечного профілю. Лівий схил пологий, з відсутніми ознаками розчленування, правий - крутий, інтенсивно еродований. Русла річки та балок помітно меандрують.

Синельниковський вододіл представлений ділянкою найбільшого підняття поверхні кристалічного масиву по лінії Перещепино - Горіхове.

На досліджуваній ділянці абсолютні відмітки становлять від 177 до 186 мБс.

В кліматичному відношенні даний район дослідження знаходиться у помірно-континентальному кліматі, де триває довге тепле та сухе літо і малосніжна помірна холодна зима, присутні значні добові, річні і абсолютні коливання температури повітря, чітко виражені відлиги та тумани, невелика кількість опадів, посушливі-суховійні атмосферні явища та ожеледиця. Всі ці явища можна пояснити декількома умовами:

- рельєф місцевості;
- близьке знаходження азіатського материка, який посилює континентальність;
- незначний вплив Чорного та Азовського морів.

Всі кліматологічні характеристики за даними 2019 року наведено у таблицях 1.1-1.6.

Найбільша кількість опадів (75%) випадає у вигляді дощу. В осінній період опади випадають у вигляді затяжних моросячих дощів, в весняний і літній періоди часто випадають ливневі дощі з градом.

Територія відноситься до зони недостатнього зволоження. Середня річна відносна вологість повітря - 74%.

Таблиця 1.4 Відносна вологість повітря, (%)

Середня місячна відносна вологість, %												Середня за рік відносна вологість, %
середня добова амплітуда відносної вологості, %												
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
$\frac{86}{7}$	$\frac{4}{10}$	$\frac{81}{20}$	$\frac{68}{31}$	$\frac{62}{33}$	$\frac{65}{34}$	$\frac{64}{35}$	$\frac{62}{35}$	$\frac{68}{35}$	$\frac{76}{28}$	$\frac{87}{13}$	$\frac{89}{6}$	74

Таблиця 1.5 - Характеристика вітру

Переважний напрям вітру, його повторюваність, %												
Середня швидкість вітру, м/с												
I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
З, 18	ПдС, 20	Сх, 20	Пд, 18	ПдСх, 19	ПнЗ, 21	ПнЗ, 28	ПнЗ, 32	З, 21	Пд, 16	З, 16	З, 16	
5,2	5,5	5,2	4,9	4,3	3,9	3,8	3,9	4,1	4,6	4,9	5,0	

Таблиця 1.6 - Характеристика вітру

	Повторюваність напрямку вітру, %								Повторюваність штилю, %
	Середня швидкість вітру, м/с								
	Пн	ПнСх	Сх	ПдСх	Пд	ПдЗ	З	ПнЗ	
Січень	$\frac{14,9}{5,0}$	$\frac{11,1}{5,0}$	$\frac{11,0}{4,9}$	$\frac{10,1}{5,0}$	$\frac{11,7}{5,1}$	$\frac{13,7}{4,9}$	$\frac{17,6}{5,0}$	$\frac{9,9}{5,6}$	9,2
Липень	$\frac{28,4}{4,4}$	$\frac{16,1}{4,6}$	$\frac{10,3}{4,6}$	$\frac{5,3}{4,1}$	$\frac{5,3}{3,7}$	$\frac{6,8}{3,9}$	$\frac{15,5}{4,2}$	$\frac{12,3}{4,7}$	15,9

Найбільшу повторюваність у районі мають вітри південно-східного напрямку, найменшу - північного і північно-західного.

Згідно карти архітектурно-будівельного кліматичного районування, територія Синельникове відноситься до Південно-східного району для якої характерні наступні кліматичні характеристики таблиця 1.7

Таблиця 1.7 - Характерні кліматичні характеристики

Температура повітря, °C				Кількість опадів за рік, мм	Відносна вологість у липні, %	Середня швидкість вітру у січні, м/с
середня за		абсолютний мінімум	абсолютний максимум			
січень	липень					
Від -5 до -6	Від 21 до 23	Від -32 до - 42	Від 39 до 41	Від 400 до 500	Менше 65	Від 4 до 6

Характеристики значень навантажень і впливів, прийняті по м. Синельникове, згідно ДБН В.1.2.-2:2006 [6]:

- вітрове навантаження, w_0 – 480 Па;
- вітрове навантаження при ожеледі, w_B – 260 Па;
- товщина стінки ожеледі, b – 19 мм;
- снігове навантаження, s_0 – 1350 Па.

Нормативна глибина промерзання ґрунтів складає - 1,2 м.

2 ГЕОЛОГО-ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ БУДІВНИЦТВА

2.1 Геологічна будова

В тектонічному відношенні досліджувана територія розташована в межах Славгородського блоку, Придніпровського мегаблоку Українського щита. Двоповерхова будова, нижній структурний поверх – це кристалічний фундамент, який складений складно дислокованими докембрійськими породами, які перекриті платформенним чохлам (для нашої території – кайнозойськими породами).

Славгородський блок характеризується високою тектонічною напруженістю, яка відображена густою сіткою різнонаправлених розривних порушень.

Головну роль серед внутрішньоблокових розломів відіграють ортогональні субширотні і субмеридіональні диз'юнктиви: Лубянський, Писарівський, Осокорівсько-Вербівський, Синельниківсько-Васильківський, Зайцівський (Вербівсько-Артемівський).

В безпосередній близькості від ділянки вишукувань проходить субмеридіональна Західнолубянська і Східнолубянська система розломів. Ширина Лубянської зони змінюється від 2,5 км на півдні, до 5 км на півночі. З півдня ділянку вишукувань контролює Синельниково-Василієвський розлом, загальна довжина якого перевищує 60 км. Уздовж розлому спостерігається зміщення з амплітудою 300-600 м. Цей розлом обмежує з півночі Новоолександрівську купольну структуру та ускладнює як ядро купола так і його крила, мають радіально-кільцеве розташування, яке підкреслює овальну форму купола. Тектонічна схема району та геологічна карта дочетвертинних утворень наведені у рисунках 2.1 – 2.2.



Рисунок 2.1 - Тектонічна схема району робіт

Вище вказані розривні порушення ускладнені дотичними до них незначними за розмірами локальними тектонічними порушеннями.

Зі значною перервою та кутовою незгідністю, на породах кристалічного фундаменту, залягає верхній структурний поверх. Він представлений пліоцен-четвертинним ярусом – утвореннями різного генезису лесової формації.

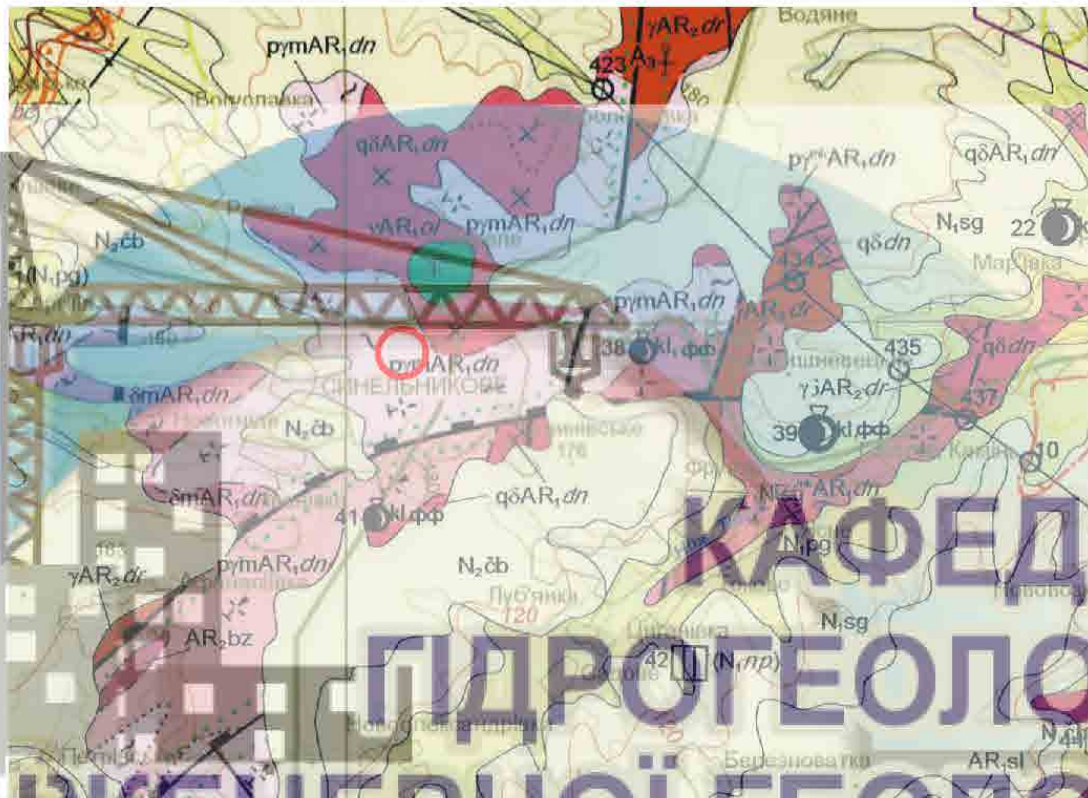
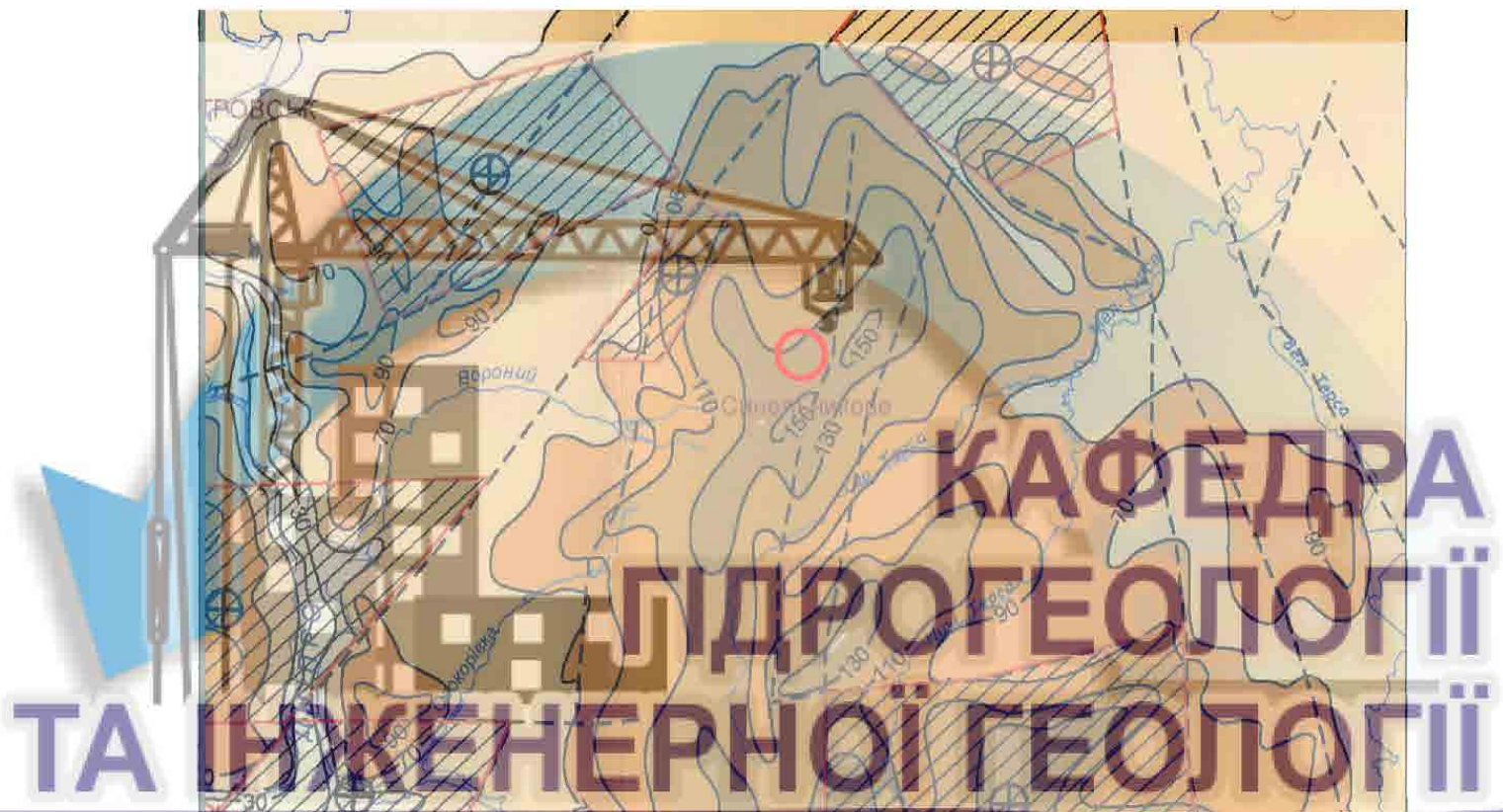


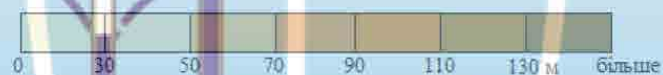
Рисунок 2.2 - Геологічна карта дочетвертинних утворень

Неотектонічна активність території досліджень характерна загальною тенденцією Українського щита до підняття, в межах якого спостерігаються локальні так звані автономні неотектонічні рухи. Найбільш активним з них є Синельниківський блок (Рис. 2.3) та (Рис. 2.4). Проявлення неотектонічних рухів фіксуються у вигляді прямолінійних долин та їх окремих ділянок, різкими змінами напрямку долин, долин з чіткою асиметрією поперечного профілю, різких вигинів долин, активізацією сучасних ерозійних процесів, глибокого врізання яків та збільшення їх кількості на одиницю площі в межах блоків, що зазнають підняття. Річкові долини пристосовуються до ослаблених зон тектонічних порушень, субмеридіонального північно-східного та північно-західного напрямку, та мають характер успадкованого рельєфу.



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

ШКАЛА АМПЛІТУДИ НЕОТЕКТОНІЧНИХ РУХІВ






-  Лінії неотектонічних порушень, що зазнали активізації в неоген-четвертинний час
-  Ізолінії сумарних амплітуд неотектонічних рухів
-  Локальні найновіші тектонічні підняття

Рисунок 2.3 - Неотектонічна схема району вишукувань

Згідно карти загального сейсмічного районування [6] територія будівництва для споруд з класом відповідальності СС3 знаходиться в межах зон з інтенсивністю впливів 6 балів, а для споруд з класом відповідальності СС2 знаходиться в межах зон з інтенсивністю впливів 5 балів.

В геоструктурному відношенні територія дослідження розташована в межах лівобережної частини Українського кристалічного масиву. В геологічній будові приймають участь кристалічні породи докембрію, та відклади четвертинного віку (рис. 2.4).

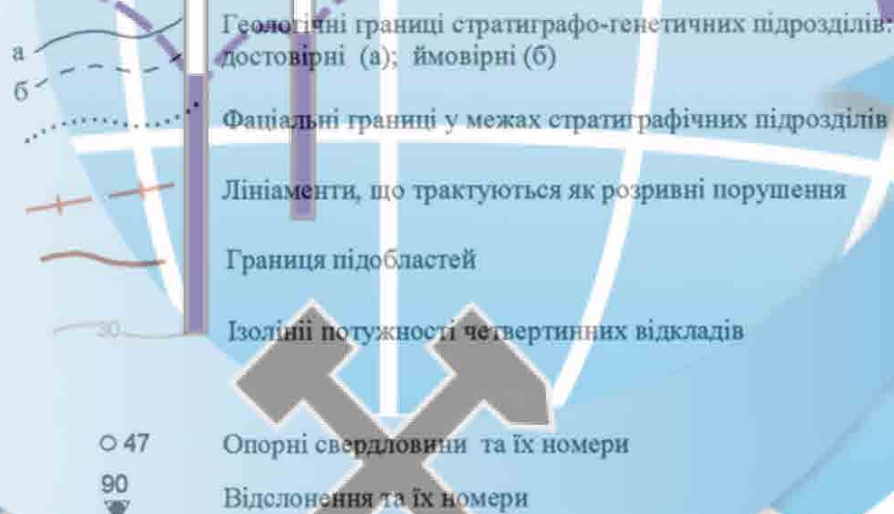
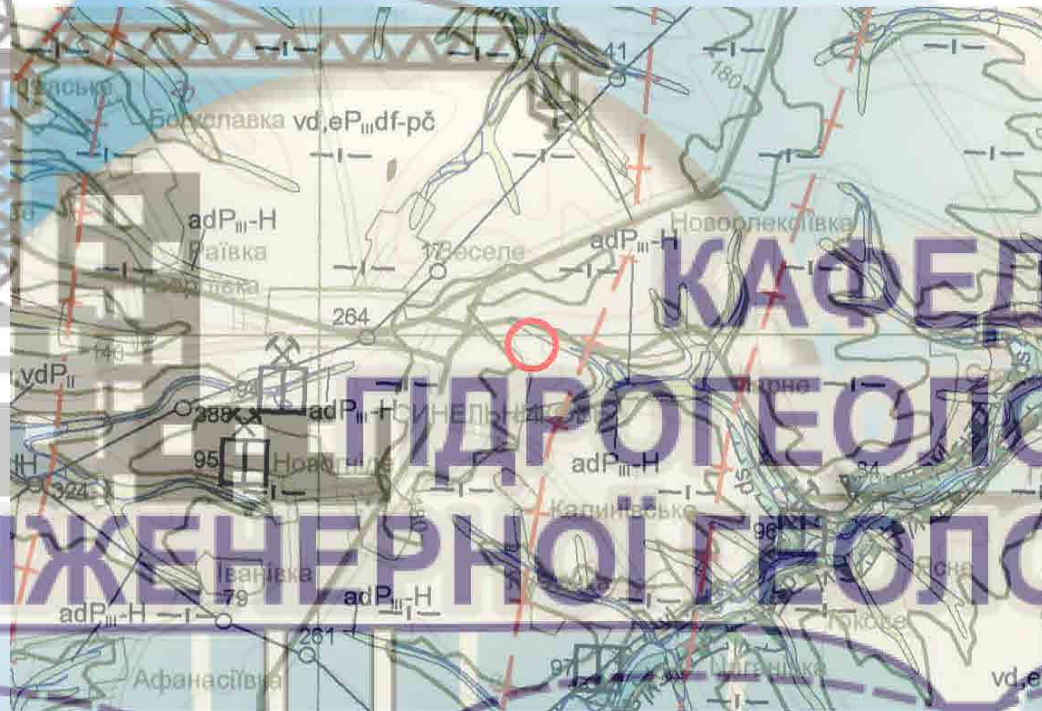


Рисунок 2.4 - Геологічна карта четвертинних відкладів

Кристалічні породи представлені гранітами, пегматитами, гранодіоритами, платогранітами. Декембрійські кристалічні породи утворюють

гірськоподібне підняття, яке сягає 123,0 м над рівнем моря. Виходи кристалічних порід прилягають до долин річок та балок. Значний вихід рожевого граніту і пегматиту спостерігався в 5 км нижче в районі с. Цигановщина - Варварівка, по всій верхній течії р. Середня Терса, а також по всім лівим притокам р. Дніпро. В верхній частині кристалічні породи вивітрені, продукти їх розпаду представлені первинним каоліном і дресвою.

Четвертинна система представлена голоценом та плейстоценом. Потужність четвертинних відкладів не перевищує 35 м. Типологічний літолого-стратиграфічний розріз представлений на рис. 2.5.

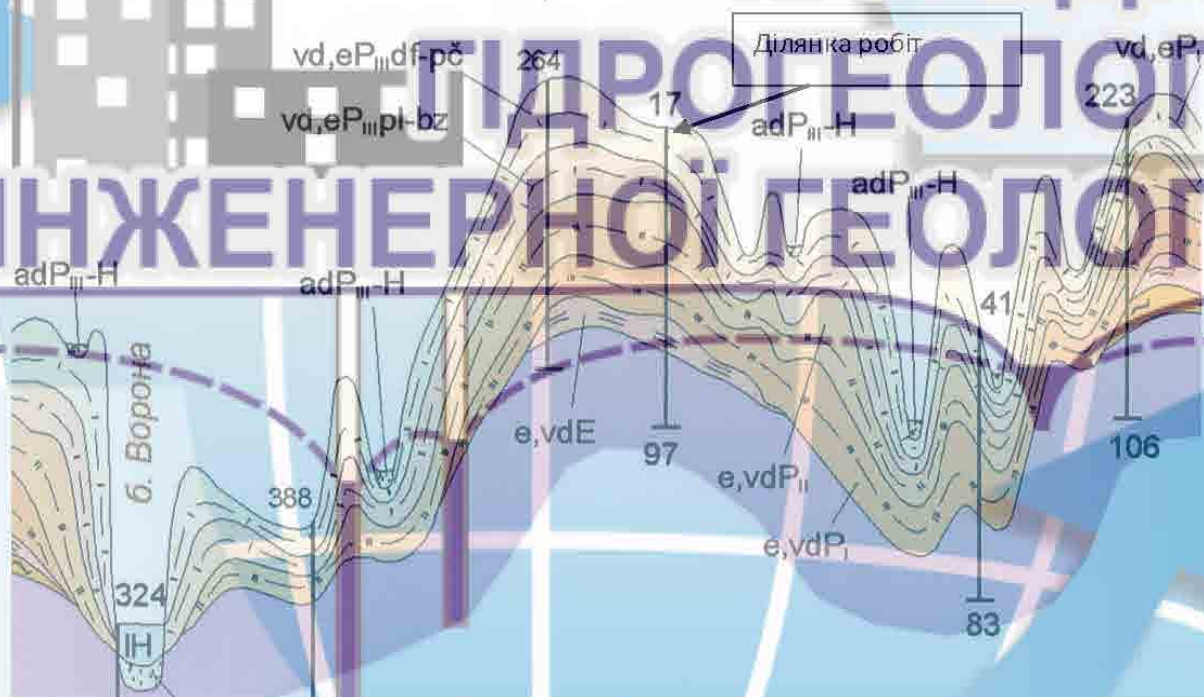


Рисунок 2.5 - Геологічний розріз району досліджень

Техногенні утворення (tH) поширені в місцях антропогенного навантаження території. Вони представлені переміщеними суглинками, щебенем та піском. Техногенні відклади в основному розповсюджені в місцях проведення будівельних робіт та робіт пов'язаних з плануванням території. Потужність різна, залежить від нерівності рельєфу, коливається в досить

широкому діапазоні від декількох сантиметрів до перших метрів, а інколи і більше. Літолого-стратиграфічна колонка для району робіт наведена на рис. 2.6.

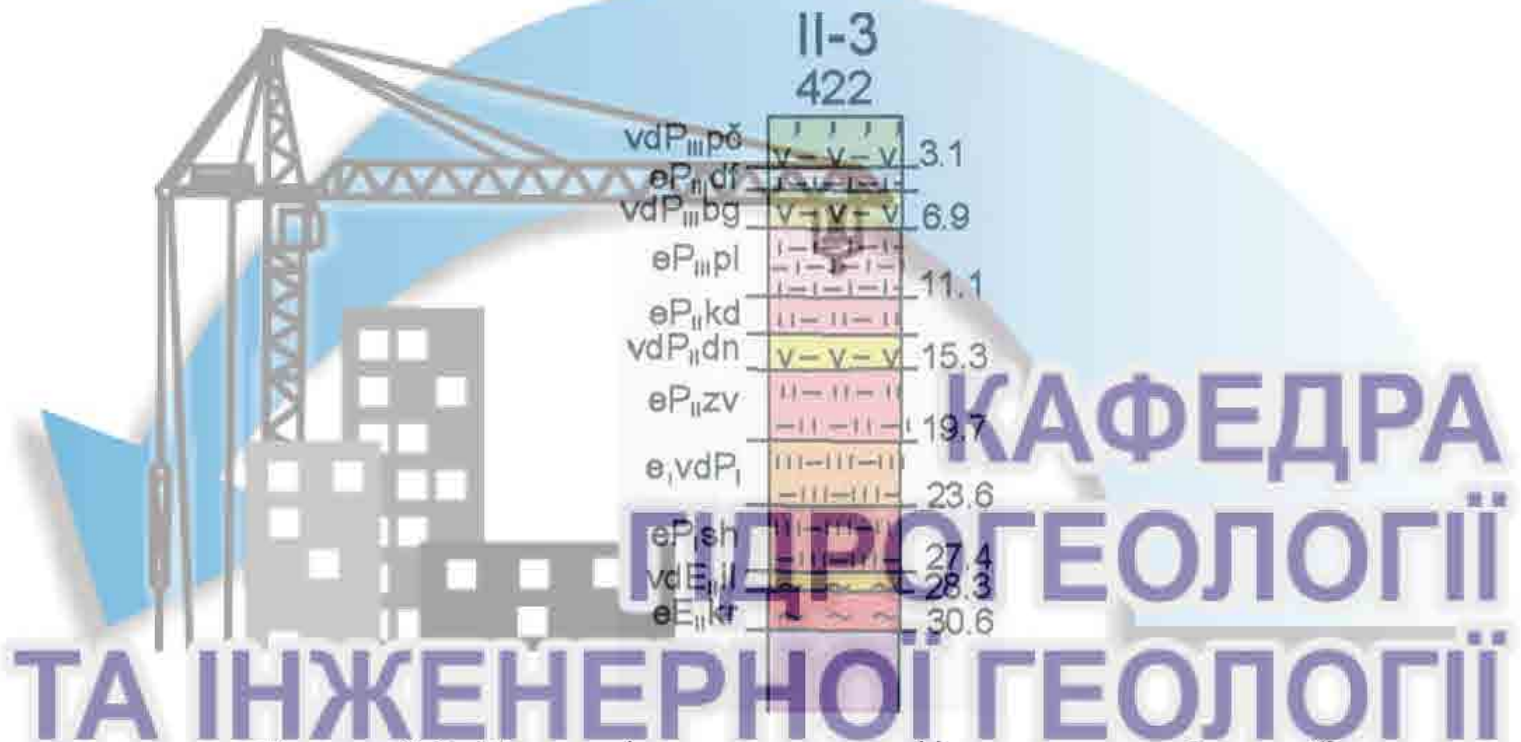


Рисунок 2.6 - Типова літолого-стратиграфічна колонка району робіт

Досліджена товща ґрунтів в межах ділянки представлена наступними ярусами:

- Причорноморський кліматоліт (vdP_{III}pc) Болово-делювіальні відклади представлені буро-пальовими, буровато-сірувато-пальовими та жовто-пальовими лесовидними суглинками. Суглинки карбонатні, макропористі. Потужність шару від 1 до 3м.
- Дофінівський кліматоліт (eP_{III}df) представлені суглинками світло-буровато-коричневими, світло-бурими, іноді сірими з коричнюватим відтінком часто з чіткими проявами ілювіальних горизонтів. Потужність від 0,8 до 1,9 м.
- Бузький кліматоліт (vdP_{III}bg) – лесовидні, пальово-жовті і світло-пальові, однорідні суглинки, макропористі, крихкі і слабо ущільнені, з карбонатними стяжіннями. Потужність від 3 до 6 метрів.

- Прилуцький кліматоліт (eP_{IIIpl}) представлений темно-сірими з коричнюватим відтінком та світло-буро-коричневими крихкими і слабо ущільненими, карбонатними суглинками. Потужність відкладів до 2 м.

- Завадівський кліматоліт (eP_{IIzv}) – темно-буро-коричневий з червоним відтінком і світло-червоно-бурий важкий карбонатний суглинок потужністю до 3 м.

Площадка розвідана 34 свердловинами до глибини 16,30 м.

При камеральній обробці польових та лабораторних даних розвідана товща ґрунтів площадки розділена на верстви (інженерно-геологічні елементи, ІГЕ) згідно [17], [18] та [19]. Згідно із цими документами стратифікація розрізу проведена за літологічними ознаками (мінеральному і гранулометричному складу) з урахуванням умов утворення, стану (щільності, вологості, структури, ступеню вивітрілості, тріщинуватості), фізико-механічних властивостей ґрунтів, а також на підставі раніше виконаних вишукувань. Відповідно до цього на площадці виділені верстви (ІГЕ), що наведені в (таб. 3.1) та у літолого-стратиграфічних колонках свердловин (рис. 3.6).

Потужності та інші умови залягання ґрунтів показані у графічних додатках на інженерно-геологічних розрізах (рис. 3.5).

Номенклатура ґрунтів основи фундаментів складається з укрупнених стратиграфо-генетичних комплексів (СГК), розділених за провідними ознаками на інженерно-геологічні елементи (ІГЕ).

У результаті інженерно-геологічної систематики розвіданих верств вони зведені в нижченаведену номенклатуру, згідно [17], [18]:

1. СГК-I. Сучасні біогено-мінеральні та техногенні утворення.

- Н1 (Ht_1) Насипний ґрунт: ґрунти планування місцевості – представлені суглинком темно-сірим, гумусованим та жовто-бурим з рослинними залишками, включеннями, щебеня, будівельного та господарського сміття. Насипний ґрунт можна класифікувати як неоднорідний та, в основному, злежалий. Його

загальна потужність змінюється від 0,3 м до 5,6 м. Середня питома вага насипного ґрунту складає $1,85 \text{ т/м}^3$.

- Н2 (Нt₄) Насипний ґрунт (баласт): ґрунти планування залізнодорожних колій. Щебінь гранітний, відсів гранітний з піском. Розвідана потужність складає від 0,2 до 0,8 метрів.

- П (Нh₄) Ґрунтово-рослинний шар: представлений суглинком темно-сірого до чорного кольору, гумусованим з включеннями рослинних залишків. Розвідана потужність 0,2 - 0,5 м. На окремих ділянках ґрунтово-рослинний шар був зрізаний при плануванні місцевості.

2. СГК-II. Верхньочетвертинні алювіальні утворення.

- ІГЕ-1 (vdP_{IIIpc}) – суглинки лесовидні буро-пальові, та жовто-коричневі, легкі, просадні, карбонатні, макропористі з включенням зерен та стяжіннь карбонатів, від напівтвердих до м'якопластичних. Потужність шару від 1 до 3,5 м.

- ІГЕ-1' (vdP_{IIIpc}) – суглинки лесовидні світло-коричневі до жовтих. Нижче РГВ. Легкі, з включенням зерен карбонатів, від м'якопластичних до текучепластичних. Середня потужність шару від 1 до 3 м, максимальна розкрита потужність до 10 м (у свердловині 8-5).

- ІГЕ-2 (eP_{IIzv}) – суглинок темно-буро-коричневий, важкий, карбонатний, однорідної структури, комкуватий, від тугопластичного до напівтвердого. Максимальна розкрита потужність шару до 9 м.

Питоме зчеплення ґрунтів залежить від їх щільності та загальної структурної зв'язності, тобто міцності жорстких (цементацийних або кристалізаційних), та м'яких (водноколоїдних, коагуляційних) зв'язків, при цьому роль других у міцності ґрунту більша.

Значення куту внутрішнього тертя визначається здебільшого зерновим складом ґрунту, а при наявності твердих уламків у м'якому середовищі – їх кількістю.

Нормативні значення показників механічних властивостей ґрунтів ІГЕ-1, ІГЕ-1' та ІГЕ-2 визначались в результаті лабораторних випробувань.

Фізико-механічні властивості ґрунтів на ділянці вишукувань наведені в таблицях 2.1 - 2.2.

Таблиця 2.1 - Фізико-механічні властивості ґрунтів ІГЕ-1

Найменування характеристик	Розмірність	ґрунт при природній вологості	ґрунт в стані водонасичення
Межа текучості	%	29,6	29,6
Межа розкочування	%	20,1	20,1
Число пластичності	%	9,5	9,5
Вологість	%	16,7	26,0
Показник текучості	—	-0,029	0,788
Щільність часток ґрунту	г/см ³	2,67	2,67
Щільність	г/см ³	1,81	1,94
Щільність сухого ґрунту	г/см ³	1,51	1,51
Пористість	%	43,27	42,33
Коефіцієнт пористості	—	0,764	0,734
Ступінь вологості	—	0,688	0,946
Питоме зчеплення	МПа	—	0,0252
Кут внутрішнього тертя	град	—	19,40
Модуль деформації	МПа	18,22	14,30

Таблиця 2.2 - Фізико-механічні властивості ґрунтів ІГЕ-1'

Найменування характеристик	Розмірність	ґрунт при природній вологості	ґрунт в стані водонасичення
Межа текучості	%	28,0	28,0
Межа розкочування	%	19,0	19,0
Число пластичності	%	9,0	9,0
Вологість	%	26,0	26,0
Показник текучості	—	0,788	0,788
Щільність часток ґрунту	г/см ³	2,67	2,67
Щільність	г/см ³	1,94	1,94
Щільність сухого ґрунту	г/см ³	1,54	1,54
Пористість	%	42,33	42,33
Коефіцієнт пористості	—	0,734	0,734
Ступінь вологості	—	0,946	0,946
Питоме зчеплення	МПа	0,0252	0,0252
Кут внутрішнього тертя	град	19,40	19,40
Модуль деформації	МПа	14,30	14,30

Для визначення оптимальної вологості та максимальної щільності ґрунтів шару ІГЕ- 1 з метою формування ґрунтової подушки були проведені випробування на стандартне ущільнення зразків ґрунту ІГЕ-1. В результаті визначено, що максимальна щільність ґрунтів шару ІГЕ-1 дорівнює 1,85 г/см³ та досягається при вологості 18,9%.

2.2 Гідрогеологічні умови

Гідрогеологічні умови району характеризуються наявністю наступних водоносних горизонтів:

- 1 Тріщинні води кристалічних порід;
- 2 Грунтові води четвертинних відкладів.

Тріщинні води кристалічного масиву прив'язані до докембрійських гранітогнейсів. Виходи джерел часто зустрічаються в глибоких балках, дебіт яких складає 0,15-0,20 л/с. Дебіти свердловин різко відрізняються, від майже безводних до 500 м³/добу. Більшість свердловин характеризуються дебітом близько 100 м³/добу. Більш водоносні свердловини зустрічаються в зонах тектонічних порушень. Глибина залягання водоносного горизонту від 30 до 90 м. Статичні рівні встановлюються на глибині від 1,0 до 26 м нижче поверхні землі. Мінералізація води кристалічного масиву здебільшого менше 1 г/л і рідко 1,3 г/л; жорсткість трохи завищена – 9 – 10 мг – екв.

Використовується цей водоносний горизонт окремими свердловинами з малою потребою в воді.

В четвертинних відкладах зустрічаються два типи ґрунтових вод:

- 1) в схилово-балочному алювії;
- 2) у вигляді верховодок в товщі лесовидних суглинків вододілів.

Води першого типу розповсюджені в балках і приурочені до піщаних глин та глинистих пісків. Водоносність цих порід слабка, дебіт криниць близько 1 – 2 м³/год.

Верховодка виникає звичайно над червоно-бурими глинами в виді локалізованих лінз. Здебільшого ці води сильно мінералізовані з сухим залишком до 4 г/л.

Води четвертинних відкладів використовуються для місцевих потреб.

Підземні води досліджені на глибину до 16 метрів.

Водоносна товща ґрунтів четвертинного горизонту представлена лесовими суглинками (ІҒЕ-1'). Глибина залягання ґрунтових вод змінюється від 2,0 м до 7,8 м. За результатами реєстрації рівнів ґрунтових вод у пробурених свердловинах побудована карта гідроізогіпс першого від поверхні ґрунтового водоносного горизонту.

Локальне направлення руху підземного потоку у бік балки Парна річки Нижня Терса.

Слід зазначити, що за результатами порівняння рівнів ґрунтових вод на грудень 2017 року та на жовтень 2018 року встановлено, що коливання рівнів ґрунтових вод становить 1,5-1,8 метри (у жовтні 2018 року рівень ґрунтових вод на контрольних профілях був вищий до 1,8 метра ніж у грудні 2017 року).

Коефіцієнти фільтрації ґрунтів шару ІҒЕ-1' за архівними даними становлять близько 0,5-1 м/добу.

Живлення четвертинного горизонту відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів та витоків з водонесучих комунікацій. В цілому режим підземних вод залежить від метеорологічних умов.

Відносним водотривким шаром є ґрунти ІҒЕ-2.

Ділянка робіт відноситься до II типу – потенційно підтоплювальні території.

Зі свердловини 7-5 була відібрана проба ґрунтової води для визначення її агресивності.

Згідно [20], вода неагресивна по любому виду корозії до бетонів марок W4 – W8. Слабко агресивна до залізобетонних конструкцій при періодичному замочуванні. Вода має низьку агресивність до свинцевої оболонки кабелів та високу агресивність до алюмінієвої оболонки кабелів.

Заходи із захисту будівельних конструкцій з урахуванням заглиблення нижче розрахункового рівня ґрунтових вод, та на випадок росту її мінералізації необхідно прийняти згідно з [3].

2.3 Інженерно-геологічні явища та процеси

У Дніпропетровській області деформації лесових ґрунтів обумовлюється як природними, так і техногенними чинниками.

За даними 2019 року у м. Синельникове підтоплення обумовлюється міською забудовою та відсутністю якісного поверхневого стоку. Підняття рівня ґрунтових вод з певним навантаженням на ґрунт може спричинити осадку споруди.

Район вишукувань відноситься до другої категорії складності інженерно-геологічних умов.

Згідно з [4], ділянку робіт можна віднести до територій, що потенційно підтоплюються.

Небезпечних геодинамічних процесів зсувного характеру в межах ділянки досліджень не виявлено.

До несприятливих геологічних процесів в межах ділянки робіт можна віднести геодинамічні процеси (прояви впливу тектонічних порушень та мало-амплітудних геодинамічних зон).

До сучасних активних інженерно-геологічних процесів що проявляються в межах ділянки можна віднести ерозійні процеси та підтоплення території. [7]

3 РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАЦІЙ ГРУНТОВОЇ ТОВЩІ В ОСНОВІ ПРОЕКТОВАНОЇ СПОРУДИ

3.1 Вихідні параметри і методика розрахунку

Згідно з комплексом інженерно-геологічних робіт проведених у 2018 році були прийняті дані що до фізико-механічних властивостей ґрунтів за даними випробування двох свердловин.

Планується будівництво двоповерхового павільйону залізничної станції розмірами 12/30 м, використовуючи стрічковий фундамент ширина якого 1 м, а заглиблення 1,1 м, навантаження по підшві фундаменту складає 200 кПа (рис. 3.1).

КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

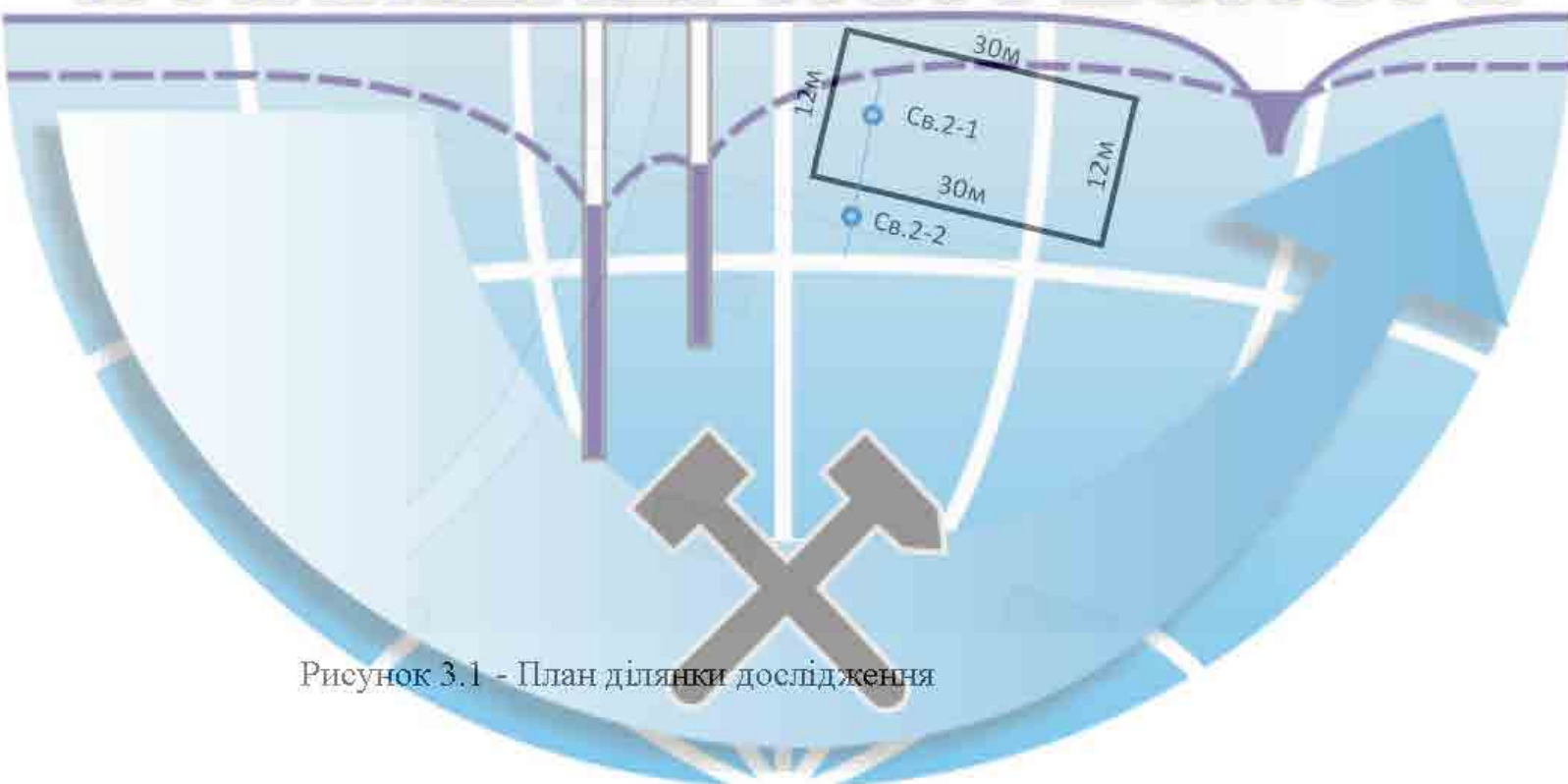


Рисунок 3.1 - План ділянки дослідження

Нормативні та розрахункові значення міцнісних та деформаційних характеристик інженерно-геологічних елементів зведені у таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 - Нормативні та розрахункові характеристики ґрунтів

Індекс генезису та вік ґурта	Літологічний розріз (інженерно-геологічні елементи- ПЕ)	Найменування ґрунту по ГОСТ 25100-95, ДСТУ БВ 2.1-96	Коефіцієнт пористості	Модуль деформації МПа (природний стан)	Питома вага (СНиП 2.02.01-83*) кН/м ³	Питоме зчеплення, кПа	Кут внутрішнього тертя, градуси
			ε	E	γ	C	φ
1	2	3	4	5	6	7	8
t Q 4	Н1	ґрунти планування місцевості – суглинок темно-сірих, гумусований з рослинними залишками, включеннями щебеня, будівельного та господарського сміття. Загальна потужність 1,1 м	Не нормується, через просторову мінливість і неоднорідність.				
vdPШpc	1	Суглинки лесовидні буро-пальові та жовто-коричневі. Легкі. Просадні. Карбонатні, макропористі. З включенням зерен та стяжіннь карбонатів. Потужність шару 3,7 м.	0,764	18,22	17,36	16,8	17
vdPШpc	1'	Суглинки лесовидні світло-коричневі до жовтих. Нижче РГВ. Легкі. З включенням зерен карбонатів. Розкрита потужність шару 1,2 м.	0,756	14,3	18,64	16,8	17

Для розрахунку осадки лінійного фундаменту застосовують метод пошарового підсумовування, при цьому використовують модель напівпростору з лінійною деформацією під подошвою фундаменту. У такому напівпросторі, чим глибше тиск фундаменту на основу, тим він менше через перерозподіл напруги на одиницю площі. Однак залежність глибини та розподілу напруги не є лінійною. Тиск на основу розглядається як навантаження, яке зосереджене на вершині конуса. Чим більше буде висота конуса, тим більше площа розподілу навантаження. σ_p позначають тиск фундаменту на основу яку визначають як додаткову вертикальну напругу (рис. 3.2).

Також на нижче лежачі шари, окрім тиску фундаменту, тиснуть шари ґрунту які лежать вище. Цей тиск позначається як σ_g - вертикальна напруга від власної ваги ґрунту (рис. 3.2).

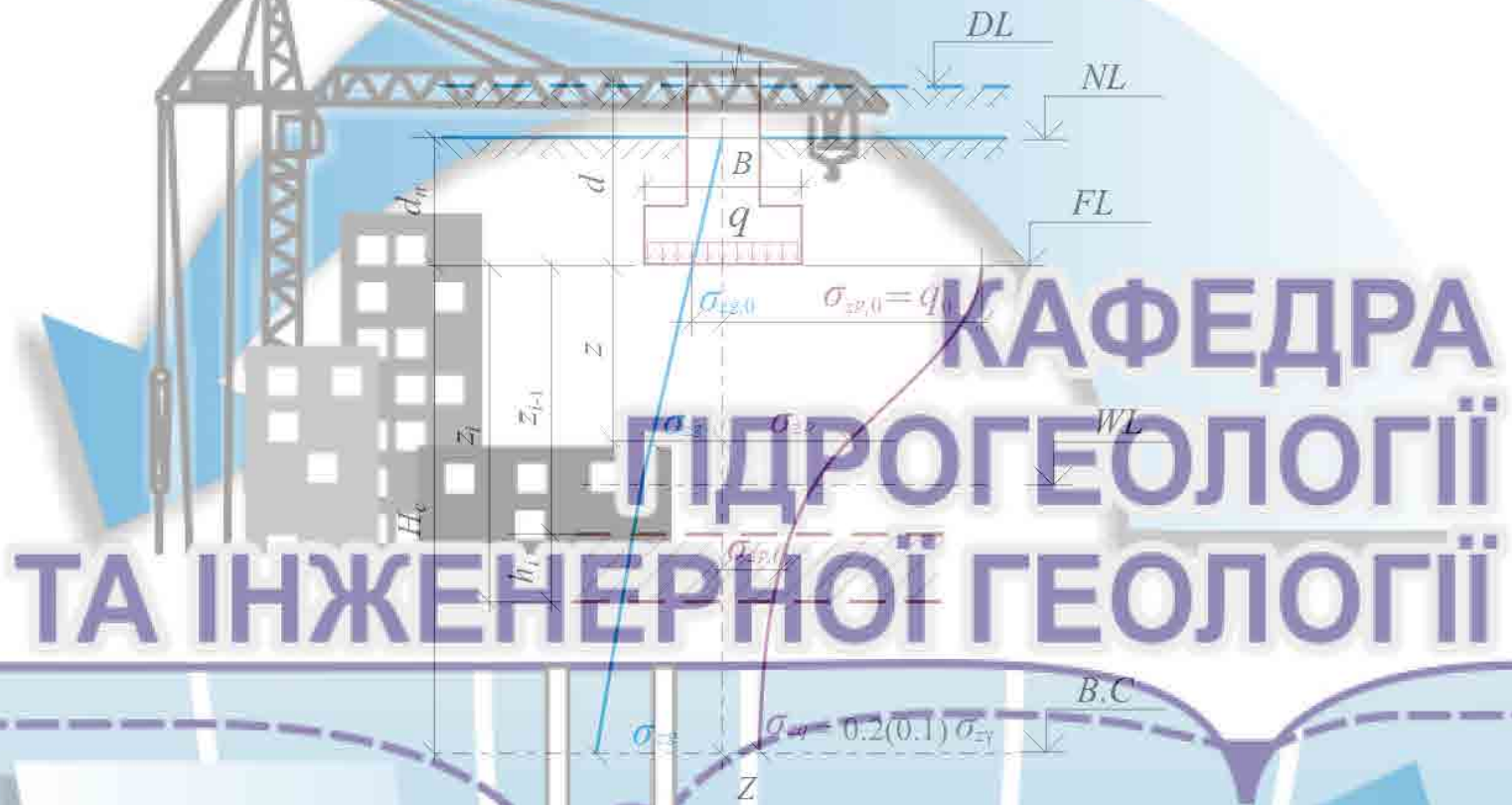


Рисунок 3.2 - Схема розподілу вертикальних напруг у лінійно-деформованому напівпросторі

Пояснення до рисунку: DL – позначка планування (рівень ґрунту після закінчення будівництва); NL – позначка поверхні природного рельєфу (рівень ґрунту до початку будівництва); FL – відмітка підшови фундаменту; WL – рівень підземних вод; В.С - нижня межа товщини, що стискається, визначається розрахунком; d та d_n глибина закладення фундаменту відповідно від рівня планування та від поверхні природного рельєфу; B – ширина фундаменту; q – середній тиск під підшовою фундаменту; q_0 - додатковий тиск на основу; σ_{zg} та $\sigma_{zg,0}$ – вертикальна напруга від власної ваги ґрунту на глибині z від підшови фундаменту та на рівні підшови; σ_{zp} та $\sigma_{zp,0}$ – додаткова вертикальна напруга від

зовнішнього навантаження на глибині z від підшови фундаменту та на рівні підшови; H_c – глибина товщини, що стискається, визначається розрахунком [8].

Для розрахунку потрібно побудувати епюру. Через поступову зміну напруження з глибиною, товщу ґрунту можна поділити на декілька шарів і в кожному з цих шарів визначити напруження (рис. 3.3).

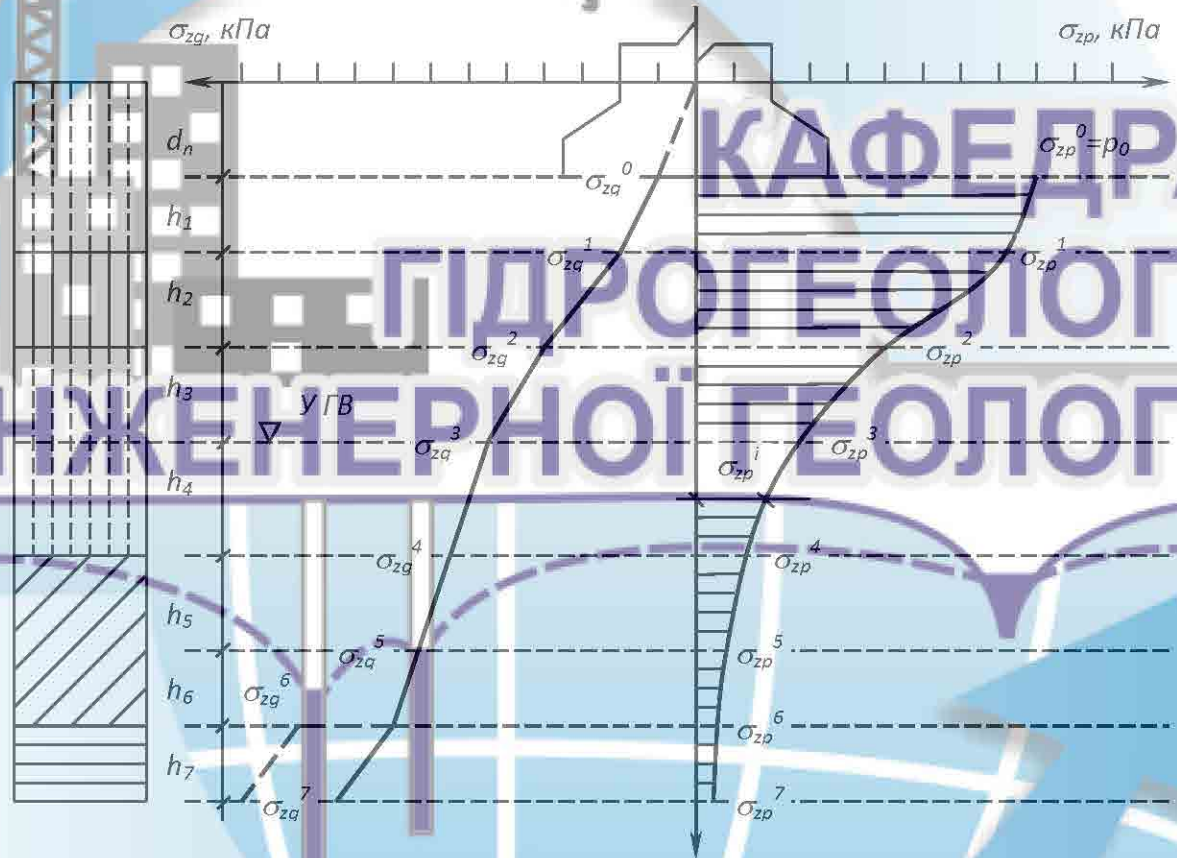


Рисунок 3.3 - Схема до розрахунку осадки фундаменту

Сумарне напруження від дії ваги ґрунту δ_{zg} визначається за формулою 3.1:

$$\delta_{z,g} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i, \quad (3.1)$$

де n – число різномірних шарів у межах глибини z ; γ_i – питома вага ґрунту i -го шару; h_i – потужність i -го шару.

Питому вагу яка залягає нижче рівня ґрунтових вод визначають з урахуванням зважувальної дії води відповідно формулам 3.2 або 3.3:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + \varepsilon}, \quad (3.2)$$

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)(1 - n), \quad (3.3)$$

де γ_s – питома вага твердих частинок ґрунту; γ_w – питома вага води; ε – коефіцієнт пористості; n – пористість ґрунту.

У водонепроникних ґрунтах, що підстиляють водовміщуючу товщу, зважувальний вплив не враховується в тому випадку, якщо в підшві водотривких порід залягають водопроникні ґрунти, що містять напірні води з п'езометричним рівнем нижче рівня ґрунтових вод верхніх шарів. Будують епюру $\delta_{z,g}$.

У водонепроникних ґрунтах, що підстиляють водовміщуючу товщу, зважувальний вплив не враховується в тому випадку, якщо в підшві водотривких порід залягають водопроникні ґрунти, що містять напірні води з п'езометричним рівнем нижче рівня ґрунтових вод верхніх шарів. Будують епюру $\delta_{z,g}$.

Зазвичай деформацію від дії ваги ґрунту, природного залягання, вважаються давно стабілізованими. Виняток – свіжовідсипані насипи або зниження рівня підземних вод.

Величина додаткового (відносно природного) середнього тиску p_0 , розподіленого по підшві фундаменту знаходиться за формулою 3.4:

$$p_0 = p - \sum_{i=1}^n \gamma h_i, \quad (3.4)$$

де p – середній тиск по підшві фундаменту від навантаження, що враховується при розрахунку за деформаціями; γ – питома вага ґрунту; h_i – потужність i -го шару.

Величини вертикальних стискаючих напружень які знаходяться на різних глибинах під центром площі навантаження по розрахункових шарах, тобто по підшві кожного шару, знаходяться за формулою 3.5:

$$\delta_{zp} = \alpha p_0, \quad (3.5)$$

де α – табличний коефіцієнт, який визначається згідно параметру ξ (таб. 3.2). ξ – враховує форму підшви фундаменту та відносну глибину, знаходиться за формулою 3.6:

$$\xi = \frac{2z}{b}, \quad (3.6)$$

де z – потужність розрахункового шару; b – ширина фундаменту.

Величина δ_{zp} з глибиною зменшується, тому при розрахунку доцільно обмежуватися товщею, нижче якої деформації малі, і на них можна не зважати. Рекомендовано для звичайних ґрунтів приймати товщу стискування H_c до глибини, на якій напруження δ_{zp} не перевищує 20% природного напруження, формула 3.7:

$$\delta_{zp} \leq 0.2\delta_{zg}, \quad (3.7)$$

де δ_{zg} – природне вертикальне напруження на глибині H_c .

Якщо при заляганні ґрунтів, що сильно стискаються, з модулем деформації $E_o \leq 5,0$ МПа нижче глибини, що відповідає умові, деформації враховуються за умовою 3.8:

$$\delta_{zp} \leq 0.1\delta_{zg}. \quad (3.8)$$

Таблиця 3.2 - Значення коефіцієнта α

ξ	Круглі фундаменти	Прямокутні фундаменти із співвідношенням сторін $\eta = l/b$											Стрічкові фундаменти при $\eta > 10$
		1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4,0	5,0	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,949	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,756	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,878	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,547	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,390	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,285	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,214	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,165	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,130	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,360	0,374
3,6	0,106	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,087	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,073	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,062	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,053	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,046	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,040	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,036	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,032	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,028	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,024	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,4	0,021	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,019	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,018	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10,0	0,015	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11,0	0,011	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
12,0	0,009	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

В межах потужності товщі стискання визначають осадку кожного розрахункового шару за середнім значенням δ_{zp} , яке отримується як середнє арифметичне δ_{zp} в покрівлі та підшві розрахункового шару.

Знаючи середнє значення напруження в кожному шарі товщі стискання знаходимо осадку фундаменту s у вигляді суми осадок поверхонь окремих шарів, формула 3.9:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i \delta_{zp}^i}{E_i}, \quad (3.9)$$

де: h_i - потужність i -го шару; δ_{zp}^i - середнє напруження в межах i -го шару; E_i - модуль деформації i -го шару; β - коефіцієнт, що залежить від коефіцієнта бічного розширення ґрунту.

Внаслідок складності залежності β від напруженого стану і характеру ґрунту значення β рекомендується приймати рівним 0,8.

За критичним навантаженням на ґрунт, умова виникнення граничної рівноваги розглянута в межах деяких ділянок під смуговим рівномірно розподіленим навантаженням, що відповідає плоскій задачі (рис. 3.4).

Встановлення для деякої точки M критичний тиск p_{cr} , що відповідає виникненню граничного навантаженого стану, визначається за формулою 3.10:

$$p_{cr} = \frac{\pi(\gamma Z_{max} + \gamma' d + c + C \operatorname{tg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma' d, \quad (3.10)$$

де: p_{cr} – вертикальне навантаження; γ' – питома вага ґрунту в межах глибини d .

Розвиток зон зрушення допускається на глибину до $0,25b$ [9].



Рисунок 3.4 - Схема до визначення критичного навантаження на ґрунт

3.2 Розрахункова схематизація ділянки будівництва

Для розрахунку були взяті данні з інженерно-геологічних робіт проведених у 2018 році, а саме розріз свердловин 2-1 та 2-2 (рис. 3.5), та літогеостратиграфічна колонка свердловини 2-1 (рис. 3.6). Свердловина 2-1 була пробурена механічно колонковим та шнековим способом малогабаритною установкою УКБ 12/25, внаслідок інтенсивності руху поїздів буріння ділянки між залізничними коліями (свердловина 2-2) виконувалось ручним способом. Свердловини знаходяться на відстані 14 м одна від одної, а глибина свердловин 2-1 та 2-2 складає 6 м та 2.8 м, відповідно.

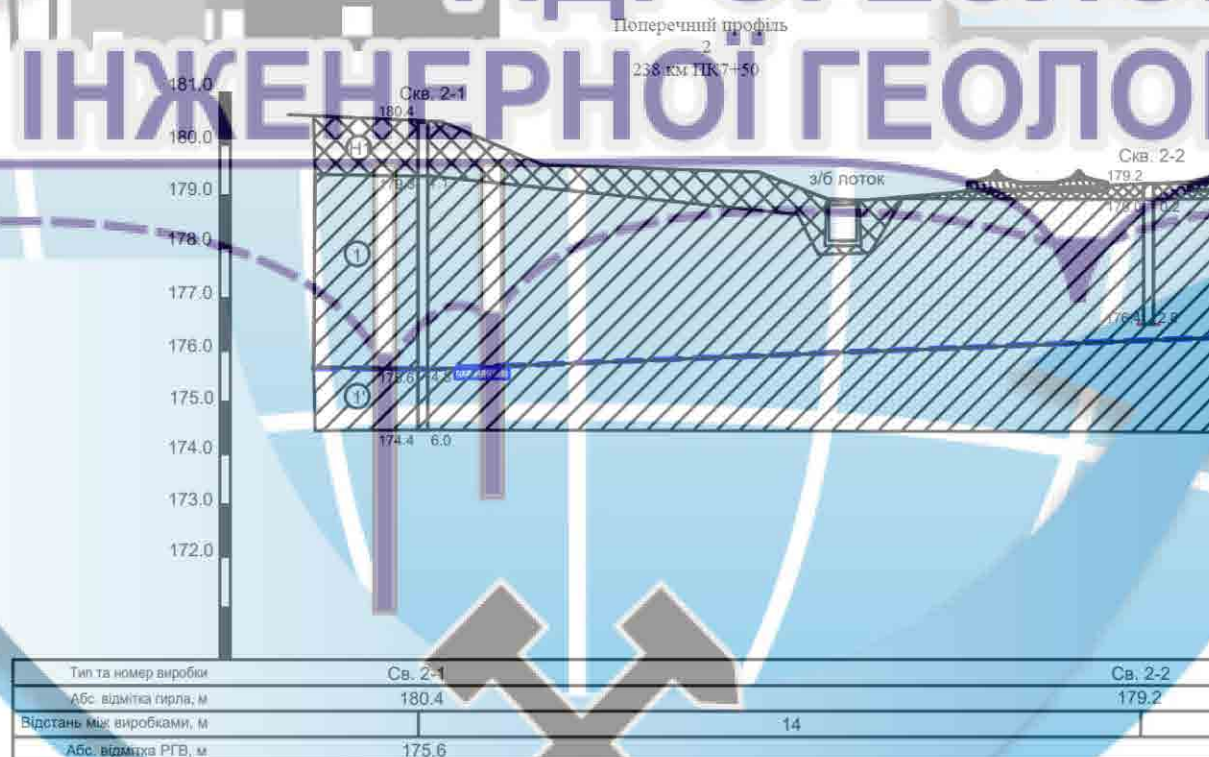


Рисунок 3.5 - Інженерно-геологічний розріз досліджуваної ділянки

№ слоя (ІГЕ)	Геологічний індекс	Глибина залягання		Потужність, м	Літологічний розріз		Глибина відбору проб	Найменування ґрунта	Відомості про воду		Примітка
		Від (абс. відм.)	До (абс. відм.)		Консистенція	Відбір проб			Воду розкрито	Рівень встановився	
Н1	б Q4	0.00 180.40	1.10 179.30	1.10			1	Насипні ґрунти місцевої планувальної представлени суглинком темно-сірим, гумусованим та жовто-бурим з рослинними залишками, включеннями, щебеня, будівельного та господарського сміття.			
ІГЕ-1		1.10 179.30	4.80 175.60	3.70			2	Суглинки лесовидні буро-пальові, та жовто-коричневі. Легкі. Просідні. Карбонатні, макропористі. З включенням зерен та стяжіннь карбонатів. Наліттверді та тугопластичні.			
		3									
		4									
		5									
ІГЕ-1'		4.80 175.60	6.00 174.40	1.20			6	Суглинки лесовидні світло-коричневі до жовтих. Легкі. З включенням зерен карбонатів. Нижче РГВ. Від м'якопластичних до текучепластичних.	175.60	175.60	

Рисунок 3.6 - Літо-стратиграфічна колонка, інженерно-геологічна характеристика

Ґрунтова товща досліджуваної ділянки була розділена на 7 шарів. Потужність розрахункових шарів та фізико-механічні властивості наведені в таблиці 3.3.

Таблиця 3.3 - Фізико-механічні властивості та результат розрахунку вертикальної стискаючої напруги від власної ваги ґрунту

Розрахунковий шар	№ шару	Потужність шару, м	Модуль деформації, кПа	Питома вага, кН/м ³	Напруження від дії ваги ґрунту, кПа
		h	E		γ
d1	Н1	1.10	-	17.36	21.01
h1	1	0.90	18220	17.36	35.07
h2		1.00	18220	17.36	52.43
h3		1.00	18220	17.36	69.79
h4		0.80	18220	17.36	80.90
h5	1'	0.20	14300	18.64	82.83
h6		1.00	14300	18.64	92.51

Для двоповерхового павільйону залізничної станції розглядається лінійний фундамент шириною 1 м, з глибиною залягання 1,1 м, навантаження по підшві фундаменту складає 200 кПа.

Розрахунок проводиться методом пошарового підсумовування.

Враховуючи те, що потужність 1 шару складає 1,1 м, а питома вага 17,36 кН/м³, розраховуємо початкове вертикальне напруження δ_{zg}^1 від дії власної ваги ґрунту, використовуючи формулу 3.11:

$$\delta_{zg}^1 = \gamma_1 * h_1. \quad (3.11)$$

Таким чином маємо $\delta_{zg}^1 = 1,1 * 17,36 = 21,01$ кПа.

Наступні вертикальні напруження від дії власної ваги ґрунту кожного шару, розташованих нижче фундаменту, розраховуються за формулою (3.1).

Наприклад, $\delta_{zg}^4 = 0,8 * 17,36 + 69,79 = 80,9$ кПа.

Усі результати розрахунку вертикальної стискаючої напруги від власної ваги ґрунту наведені у таблиці 3.3.

Величина додаткового (відносно природного) середнього тиску p_0 , розподіленого по підшві фундаменту знаходиться згідно формули (3.4):

$$p_0 = 200 - 21,01 = 180,9 \text{ кПа.}$$

Наступним кроком знаходимо коефіцієнт відносного заглиблення розглянутого горизонтального перетину ξ за формулою (3.6). Розрахунок починається з другого шару: $\xi_2 = \frac{2*0,9}{1} = 1,8$.

Після того як було пораховані коефіцієнти відносного заглиблення розглянутого горизонтального перетину ξ , знаходимо коефіцієнт α згідно таблиці 3.2.

Величини вертикальних стискаючих напружень які знаходяться на різних глибинах під центром площі навантаження по підшві кожного шару знаходимо за формулою (3.5): $\delta_{zp}^2 = 0,596 * 108,9 = 107,82$ кПа.

Результати розрахунку вертикальних стискаючих напружень від фундаменту наведені у таблиці 3.4.

Таблиця 3.4 - Результати розрахунку вертикальних стискаючих напружень від фундаменту

Розрахунковий шар	№ шару	ξ	a	Вертикальне напруження від фундаменту δ_{zp}^i , кПа	Середнє вертикальне напруження від фундаменту δ_{zp}^i , кПа
h1	1	1.8	0.596	107.82	-
h2		3.8	0.320	57.89	82.85
h3		5.8	0.220	39.80	48.84
h4		7.4	0.170	30.75	35.28
h5	1	7.8	0.155	28.04	29.40
h6		9.8	0.130	23.52	25.78

Згідно результатів виконаних розрахунків, а саме вертикальної стискаючої напруги від власної ваги ґрунту та вертикальних стискаючих напружень від фундаменту будемо ешпору (рис. 3.7). Згідно формули (3.7) перевіряємо відношення $\delta_{zp} \leq 0.2\delta_{zg}$

В межах потужності товщі що стискається, визначаємо середнє вертикальне напруження від фундаменту, $\delta_{zp}^6 = \frac{30,75+28,04}{2} = 29,4$ кПа

Результати середніх δ_{zp} всіх розрахункових шарів наведені у таблиці 3.4.

За формулою (3.9) визначаємо кінцеву стабілізовану осадку основи фундаменту в межах товщі, що стискається, $s = 0,00879$

Таким чином осадка складає 0,87 см.

Критичне навантаження на ґрунт розраховується за формулою (3.10) і складає $p_{cr} = \frac{3,14(17,36*0,25+19,1+16,8+3,35)}{3,35+0,29-\frac{3,14}{2}} + 19,1 = 140$ кПа.

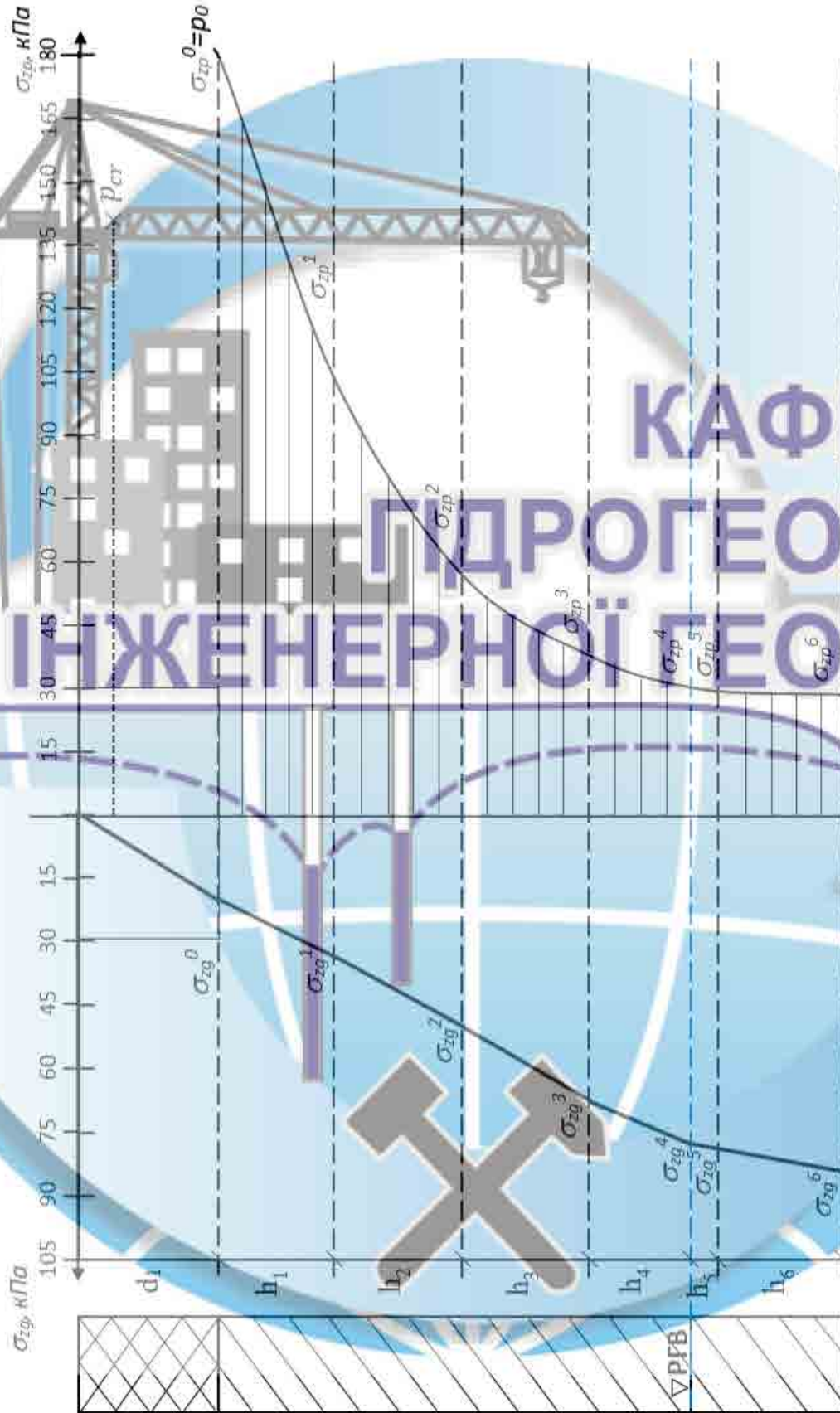


Рисунок 3.7 – Единиці вертикального стисаючого напруження від власної ваги ґрунту і навантаження від проєктованої споруди

3.3 Аналіз деформацій ґрунтової товщі в основі проектованої споруди

При розрахунку лінійного фундаменту для двоповерхового павільйону залізничної станції методом пошарового підсумовування була встановлена осадка фундаменту, яка складає 0,87 см. Всі розрахунки наведені у таблицях 3.5 та 3.6.

Вирахувавши критичне навантаження, яке складає 140 мПа, та проаналізувавши побудовану епюру (рис. 3.7), було встановлено що показник вертикально стискаючого напруження перевищує гранично допустимий. Це може призвести до майбутньої деформації.

Таким чином можна зробити висновки що в даному випадку потрібно зменшити питоме навантаження. Цю проблему можна вирішити двома способами:

- 1) збільшити площу навантаження;
- 2) змінити тип фундаменту.

Таблиця 3.5 - Фізико-механічні властивості та результати розрахунку

Розрахунковий шар	№ шару	Потужність шару, м		Коефіцієнт пористості	Питома зчеплення, кПа	Модуль деформації, кПа	Питома вага, кН/м ³	Напруження від дії ваги ґрунту, кПа	ξ	а	Вертикальне напруження від фундаменту, кПа		Середнє вертикальне напруження від фундаменту, кПа
		h	ε								C	E	
d1	h1	1.10	-	-	-	-	17.36	19.10	-	-	-	-	-
h1	1	0.90	-	-	-	-	-	33.16	1.8	0.596	107.82	-	
h2		1.00	0.764	16,8	18220	1736	-	50.52	3,8	0.320	57.89	82.85	
h3		1.00						67.88	5,8	0.220	39.80	48.84	
h4		0.80						78.99	7,4	0.170	30.75	35.28	
h5	1'	0.20	0.756		14300	18.64		80.92	7,8	0.155	28.04	29.40	
h6		1.00						90.61	9,8	0.130	23.52	25.78	

Таблиця 3.6 - Результати розрахунку

Додатковий тиск, кПа	p_0	180.90
Осадка фундаменту, см	s	0.87
Критичне навантаження, кПа	p_{cr}	140

4 ОЦІНКА ГЕОМЕХАНІЧНОГО СТАНУ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ МОДЕЛЮВАННЯ

4.1 Процедура розрахунку геомеханічного стану

Заснована процедура чисельного рішення в методі кінцевих елементів на передумові силової взаємодії елементів модельованої області тільки у вузлових точках. Нерозривність вузлових зв'язків між елементами задовольняє умову безперервності середовища. Прикладення з боку сусідніх елементів або зовнішні впливи сил F_i, F_j, F_k , обумовлюють деформування елементів. Кожна сила уздовж координатних осей розкладається на дві складові. Виходячи з відомого в будівельній механіці принципу можливих переміщень встановлена залежність шести компонентів вузлових сил від шести компонентів вузлових переміщень: при нескінченно малому переміщенні вузлових точок робота вузлових сил повинна дорівнювати роботі внутрішніх напружень. Результат чисельного рішення являє собою встановлення переміщень вузлів моделі згідно з заданих вузлових сил, які обумовлені зовнішнім навантаженням і власною вагою елементів. За даними значеннями переміщень розраховують як осьові так і головні деформації, а також їх напруження.

Скорочена форма рівняння кінцевих елементів наведено в формулі 4.1:

$$[K]\{a\} = \{F\} = \{F_b\} + \{F_s\} + \{F_n\}, \quad (4.1)$$

де $[K]$ – матриця жорсткості; $\{a\}$ – вектор вузлових переміщень; $\{F\}$ – вектор вузлових навантажень; $\{F_b\}$ – власна вага ґрунту; $\{F_s\}$ – сили поверхневого тиску; $\{F_n\}$ – зосереджена вузлова сила.

Матриця жорсткості визначається за формулою 4.2:

$$[K] = \int_v [B]^T [C] \cdot [B] dv, \quad (4.2)$$

де $[B]$ – матриця "напруження-деформації"; $[C]$ – матриця пружності.

Вектор деформації знаходиться згідно формули 4.3:

$$\{\varepsilon\} = [B] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}, \quad (4.3)$$

де u, v – вузлові переміщення в напрямках осей X і Y відповідно.

Також вектор деформації можна визначити складовими вказаними у виразі 4.4:

$$\{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (4.4)$$

Для завдання плоскої деформації $\varepsilon_z = 0$, таким чином матриця деформацій набуває вигляд згідно виразу 4.5:

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_8}{\partial y} \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial y} & \frac{\partial N_8}{\partial x} \end{bmatrix}. \quad (4.5)$$

Згідно теорії пружності основна формула залежності напружень наведена у виразі 4.6:

Відповідно до теорії пружності основна формула залежності напружень і деформацій має вигляд:

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\}, \quad (4.6)$$

де $[C]$ – матриця пружності, що визначається за залежністю 4.7:

$$[C] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}, \quad (4.7)$$

де E – модуль Юнга (модуль пружності); ν – коефіцієнт Пуассона.

За допомогою матриці $[C]$ обчислюється напруження в кожній точці сітки кінцевих елементів, формула 4.8. Напруження обчислюються в кожній точці сітки кінцевих елементів за допомогою матриці $[C]$ наступним чином:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [C] \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (4.8)$$

Формула для визначення напружень і деформації (4.9) знаходиться в результаті перетворення формул 4.7 та 4.8:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \sigma_z \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}. \quad (4.9)$$

Метод початкових напружень на якому базується врахування граничного стану модельованого масиву гірських порід і реалізація пластичної течії в області поза межних деформацій у чисельній, полягає в наступному: при початково заданих пружних властивостях середовища і постійній матриці жорсткості системи, досягається чисельне рішення. Зв'язок напружень і деформацій описується законом Гука, за умов плоскої деформації при напруженнях у середовищі, які не перевищують заданого граничного рівня, формула 4.10:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= E_n (\varepsilon_1 + \nu_n \varepsilon_3) / (1 - \nu_n^2) \\ \sigma_3 &= E_n (\varepsilon_3 + \nu_n \varepsilon_1) / (1 - \nu_n^2) \end{aligned} \right\}, \quad (4.10)$$

де σ_1 – найбільше головне напруження; σ_3 - найменше головне напруження;
 $E_n = E/(1-\nu^2)$, $\nu_n = \nu/(1-\nu)$ – "плоскі" аналоги відповідно модуля деформації E і
 коефіцієнта Пуассона ν .

В області розтягання граничні деформації обмежуються міцністю на розтягання T ($T < 0$), рівняння 4.11:

$$\sigma_3 = T. \quad (4.11)$$

У свою чергу в області стискання – критерієм Кулона-Мора, формула 4.12:

$$\sigma_1 = S + \sigma_3 \text{Ctg}\varphi, \quad (4.12)$$

де $S = 2CC\text{tg}(45 - \varphi/2)$, $\text{Ctg}\varphi = (1 + \text{Sin}\varphi)/(1 - \text{Sin}\varphi)$; C – питома зчеплення; φ - кут внутрішнього тертя.

Якщо елемент середовища деформованого стану виходить на границю зони пружності напруження в елементі контролюються рівняннями стану, що на ділянці поза межних деформацій встановлені щодо головних напружень σ_1^T і σ_3^T формули 4.13 та 4.14 відповідно:

$$\sigma_3^T = [E_n(\varepsilon_1 + \varepsilon_3) + S(\nu_n - 1)] / (1 - \nu_n \text{Ctg}\beta + \text{Ctg}\beta - \nu_n), \quad (4.13)$$

$$\sigma_1^T = S + \text{Ctg}\psi \sigma_3^T. \quad (4.14)$$

У рівнянні (4.13) кут β визначає закон пластичної течії. При значенні β який встановлено для моделі рівним ψ , течія являється асоційованою, таким чином це дозволяє врахувати розуцільнення порід в області поза межних деформацій. Теоретичні напруження, відповідні досягнутому рівню деформацій, представлені величинами головних напружень σ_1^T і σ_3^T . До них прагне чисельне рішення на i -ому кроці ітераційного процесу. Також в моделі

передбачена можливість дослідження областей розривів, що фіксуються на ділянках деформацій розтягнення за формулою (4.13).

Метод зниження параметрів міцності при оцінці запасу стійкості породного масиву, який був створений в програмному комплексі *Phase2*, разом з методом кінцевих елементів, при відсутності будь-яких обмежень щодо геометрії механізму руйнування, забезпечує можливість одночасного визначення положення поверхні ковзання і коефіцієнт стійкості. Згідно з цим методом, розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості знаходиться з відношення максимально можливої міцності ґрунту до мінімального значення, формула 4.15, необхідного для забезпечення рівноваги

$$k_s = \frac{\tau_{гран}}{\tau_{діюч}} \quad (4.15)$$

У вигляді умови Кулона-Мора формула (4.15) набуває вигляд у вказаному виразі 4.16:

При поданні формули (4.15) у вигляді стандартної умови Кулона-Мора вона набуває вигляду згідно формули 4.16:

$$k_s = \frac{\sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi + C}{\sigma_n \cdot \operatorname{tg} \varphi_r + C_r}, \quad (4.16)$$

де вихідні параметри міцності C - питоме зчеплення і φ - кут внутрішнього тертя; σ_n - фактичне нормальне напруження; C_r і φ_r - параметри міцності, знижені в ході розрахунку до мінімальних значень, достатніх для підтримки рівноваги.

З використанням критерію міцності Кулона-Мора проводиться розрахунок зсувної в умовах дії порового тиску розрахунок зсувної міцності ґрунту τ_r , поданого у вигляді формули 4.17:

$$\tau_r = (\sigma_n - u) \operatorname{tg} \varphi + C, \quad (4.17)$$

де u - поровий тиск.

Метод Р.Р. Чцгаєва, відомим в гідротехнічному будівництві, схожий з методом зниження міцності за принципом розрахунку. Прогноз руйнування в розрахунковій схемі здійснюється шляхом одночасного зниження обох показників зсувної міцності, рівняння 4.18 та 4.19:

$$C_r = \frac{C}{k}, \quad (4.18)$$

$$\varphi_r = \frac{\varphi}{k}, \quad (4.19)$$

де k – коефіцієнт зниження міцності, відповідний коефіцієнту стійкості в момент руйнування.

Перевага використання методу зниження міцності у тому що його єдність з іншими можливостями чисельного моделювання, яке дозволяє прийняти до уваги занурену частину укосів при розрахунку стійкості на слабких (стисливих) ґрунтах з урахуванням процесів консолідації основи і його зміцнення, та виконувати розрахунок стійкості з урахуванням надлишкового порового тиску, що формує "відпір" в центральній частині укосів і сприяє зниженню їх стійкості. [11]

4.2 Розрахункова схематизація і методика розрахунку

Моделювання проводилося у програмі *Phase2*, з використанням фізико-механічні властивостей ґрунтів, що вказані у таблиці 4.1, та основні параметри фундаменту, а саме:

- розмір запланованої будівлі, м - 12/30
- глибина свердловини, м - 6
- глибина залягання фундаменту, м - 1.1

- ширина фундаменту, м - 1
- навантаження по підшві фундаменту, кПа - 200
- абсолютна відмітка гирла, м - 180.4
- абсолютна відмітка РГВ, м - 175.6

Спочатку використовуючи команду Boundaries → Add External, будемо поле для роботи. Завдяки Boundaries → Material створюємо шари відповідно до літологічного розрізу свердловини 2-1 вказаному на рисунку 3.6, та за допомогою команди Properties → Define Materials, задаємо фізико-механічні властивості для кожного з трьох шарів, рисунки 4.1 - 4.3. Присвоєння фізико-механічних властивостей до шару виконується за допомогою команди Assign Material.

Таблиця 4.1 - фізико-механічні властивостей ґрунтів

Розрахунковий шар	Unit Weight, kN/m^3	Young's Modulus, kPa	Fric. Angle (peak), deg	Cohesion (peak), kPa
	γ	E	φ	C
H1	17.36	18220	17	16.8
ПГЕ 1	17.36	18220	17	16.8
ПГЕ 1'	18.64	14300	17	16.8

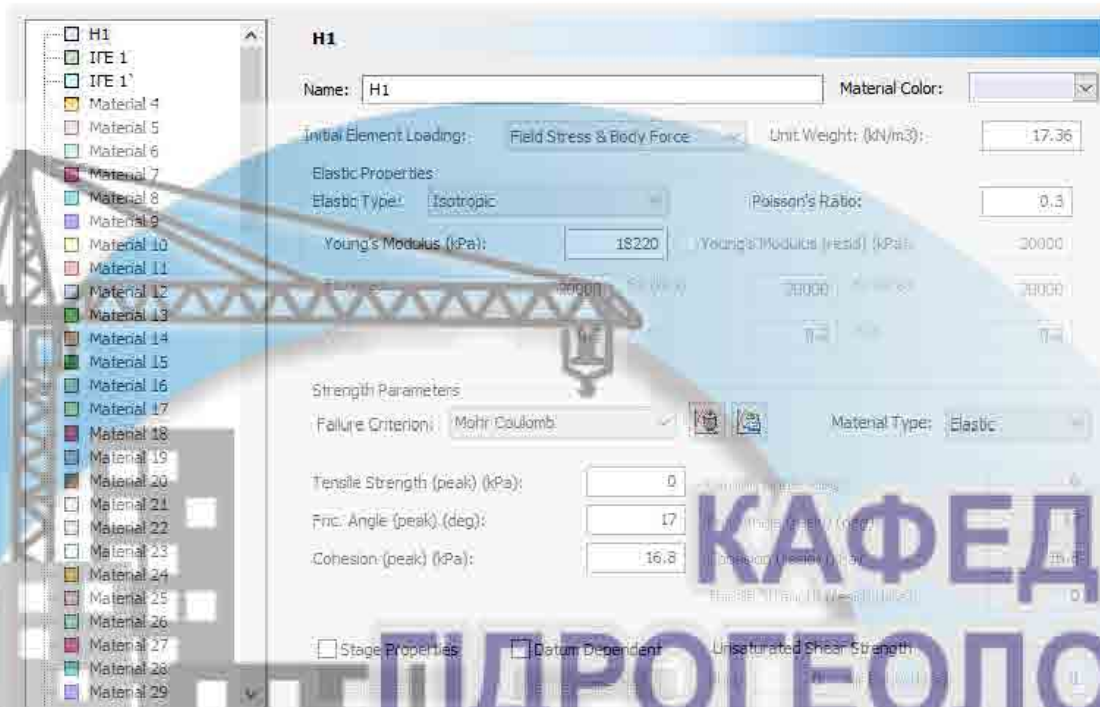


Рисунок 4.1 – Вкладка Define Materials Properties (Визначте властивості матеріалу) вікна Properties (Властивості) для першого шару (H1)

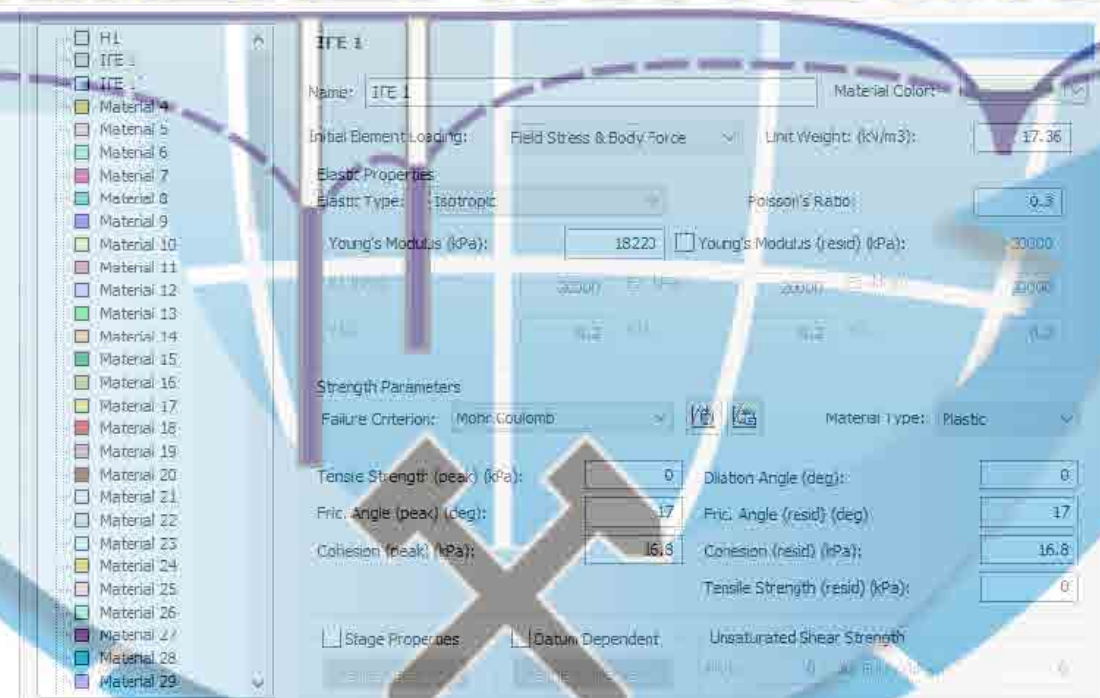


Рисунок 4.2 – Вкладка Define Materials Properties (Визначте властивості матеріалу) вікна Properties (Властивості) для другого шару (IFE 1)

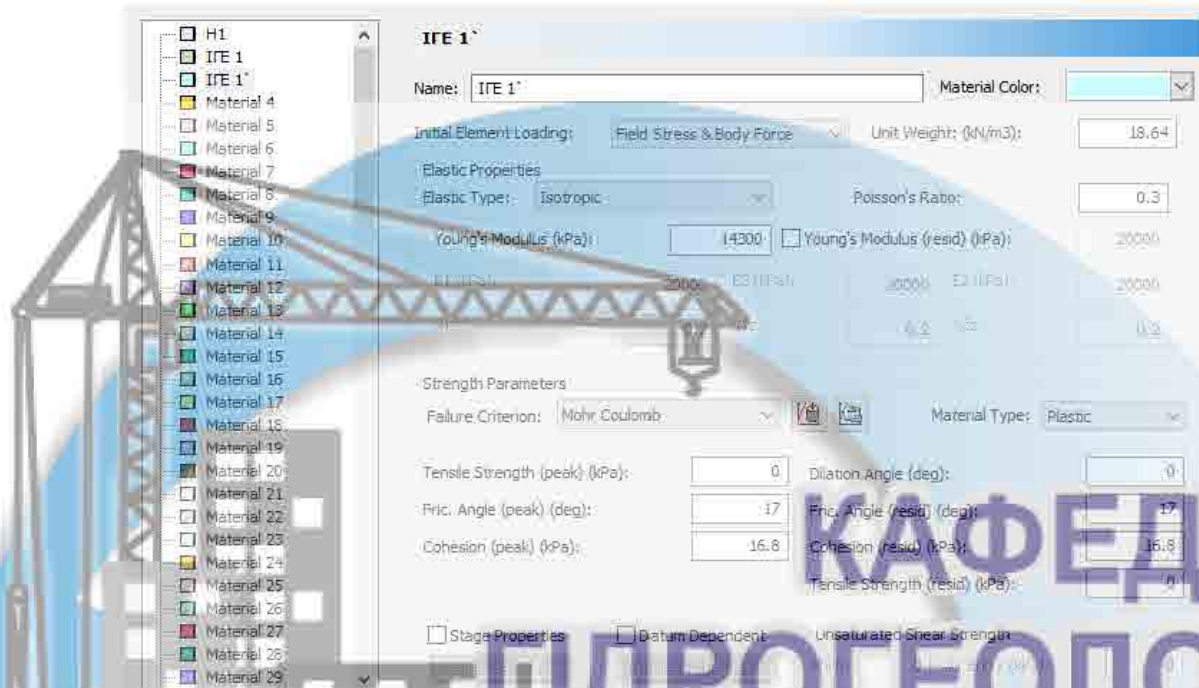


Рисунок 4.3 – Вкладка Define Materials Properties (Визначте властивості матеріалу) вікна Properties (Властивості) для третього шару (IFE1*)

Рівень гуртових вод встановлено через команду Boundaries → Add Piezometric Line. А командою Boundaries → Material виділяємо зону фундаменту.

За допомогою Mesh → Mesh Setup задаємо параметри сітки:

Mesh Type: Graded
 Element Type: 6 Noded Triangles
 Default Number of Nodes on External: 100

Вказуємо параметри Restrain x – по боковим границям кожного шару, Free Restraint – для верхньої границі, та Restrain x,y – для нижньої.

Після виконаних маніпуляцій ми отримуємо 1 етап розрахунку (рис 4.4)

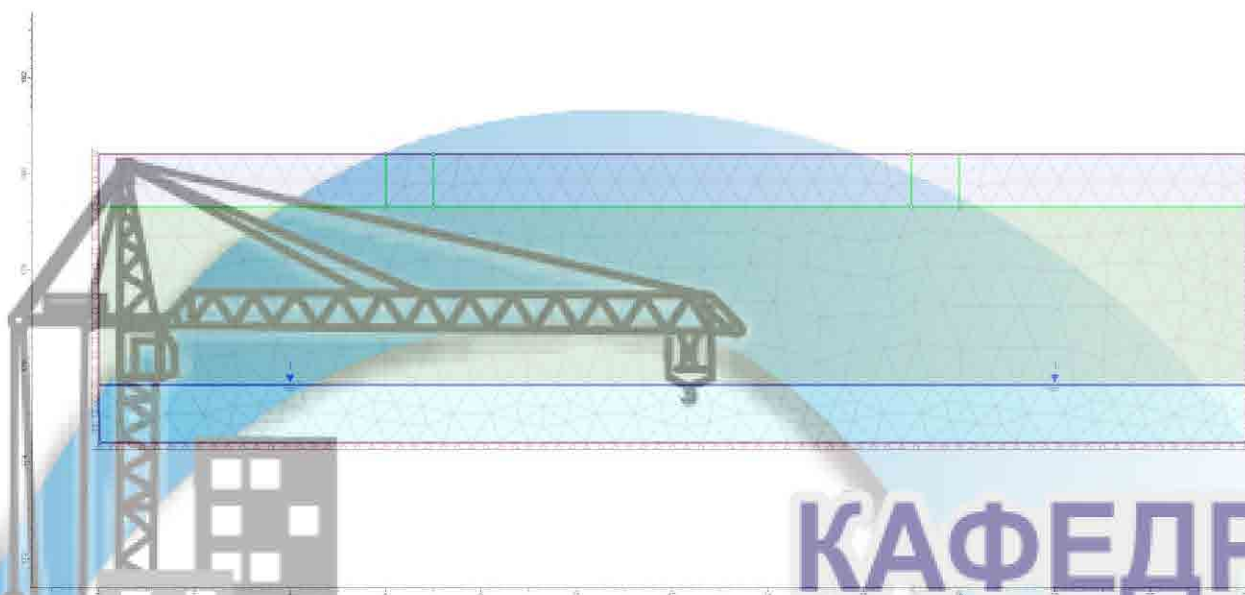


Рисунок 4.4 – 1 етап моделювання

На другому етапі (рис. 4.5) моделювання ми робимо виїмку згідно встановленого фундаменту.

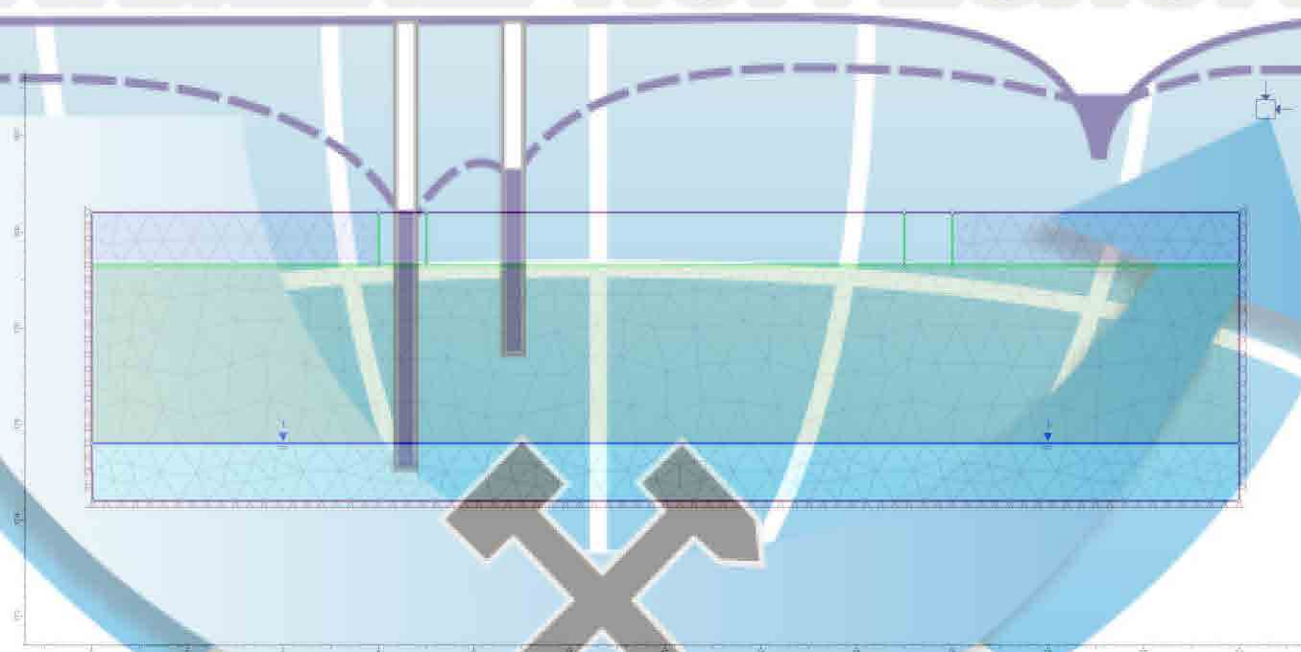


Рисунок 4.5 – 2 етап моделювання

На третьому етапі моделювання (рис 4.8) задаємо навантаження по підшвам фундаменту. На панелі інструментів вибираємо кнопку Add Uniform

Load або використовуємо команду Loading → Distributed Loads → Add Uniform Load..., вказуємо параметри вказані на рисунку 4.6, та змінюємо Stage Factors... згідно рисунку 4.7.

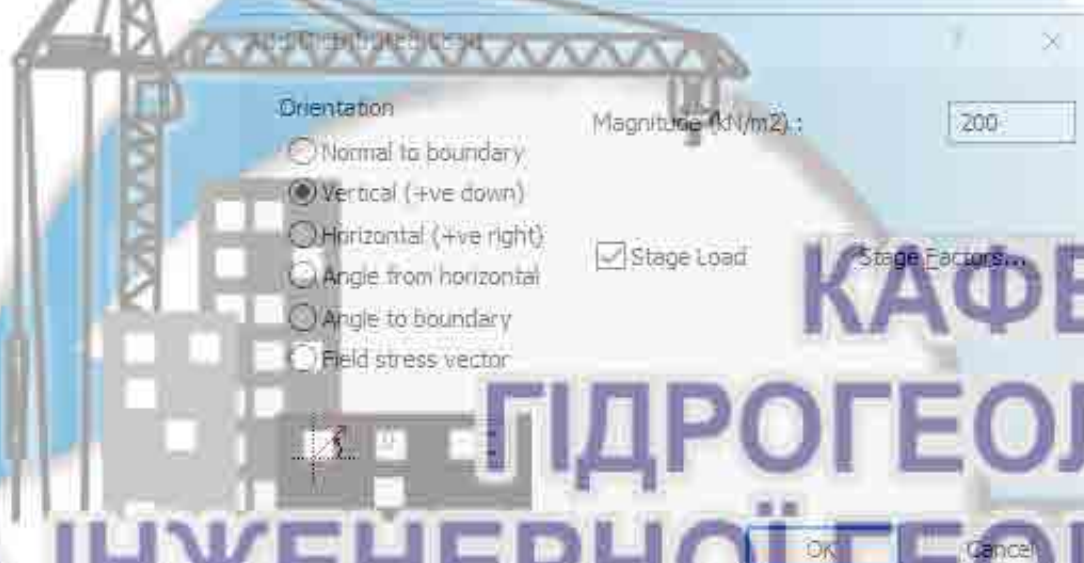


Рисунок 4.6 – Вкладка Add Uniform Load (Додати розподілене навантаження) вікна Distributed Loads (Розподілені навантаження)

Stage	Factor
1	0
2	0
3	1

Рисунок 4.7 – Вкладка Stage Factors (Фактори етапу) вікна Add Uniform Load (Додати розподілене навантаження)

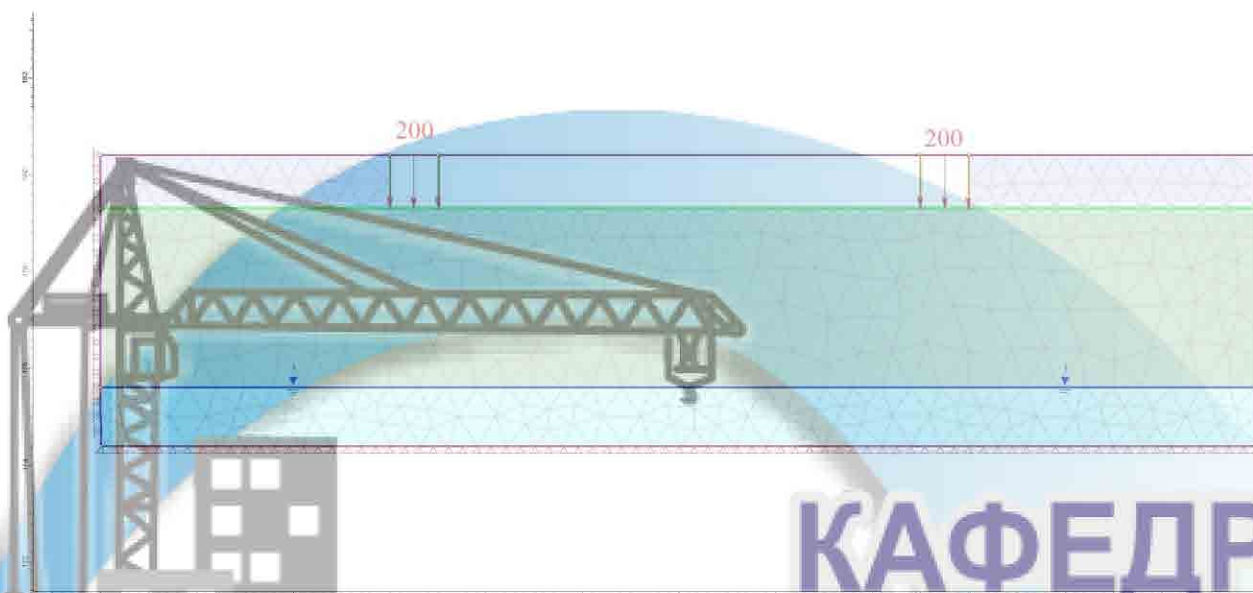


Рисунок 4.8 – 3 етап моделювання

Для розрахунку осадки методом моделювання використовуємо команду Compute (Обчислення), а після команду Interpret (Інтерпретація). Щоб подивитися поетапне вертикальне зміщення спочатку вибираємо Vertical Displacement (Вертикальне зміщення), а потім згідно команди Data → Stage Settings встановлюємо параметри вказані на рисунку 4.12.

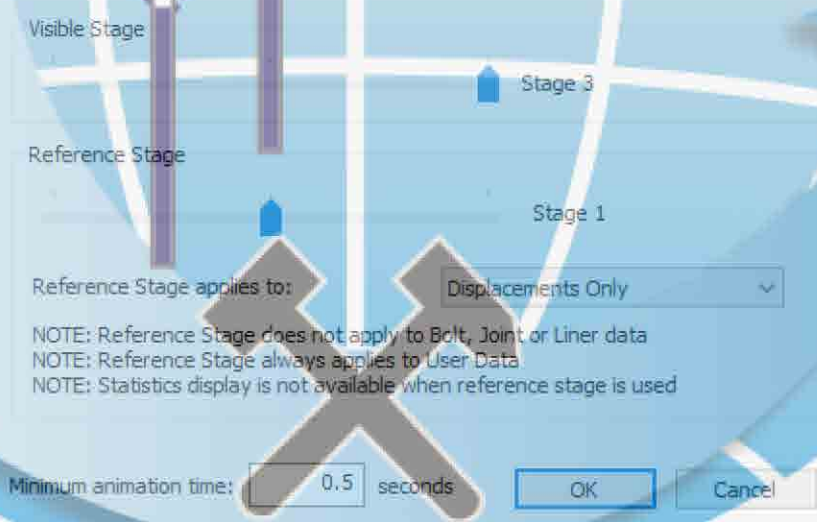


Рисунок 4.12 – Вкладка Stage Settings (Налаштування етапу) вікна Data (Дані)

Результати поетапної осадки вказані на рисунках 4.13 - 4.15

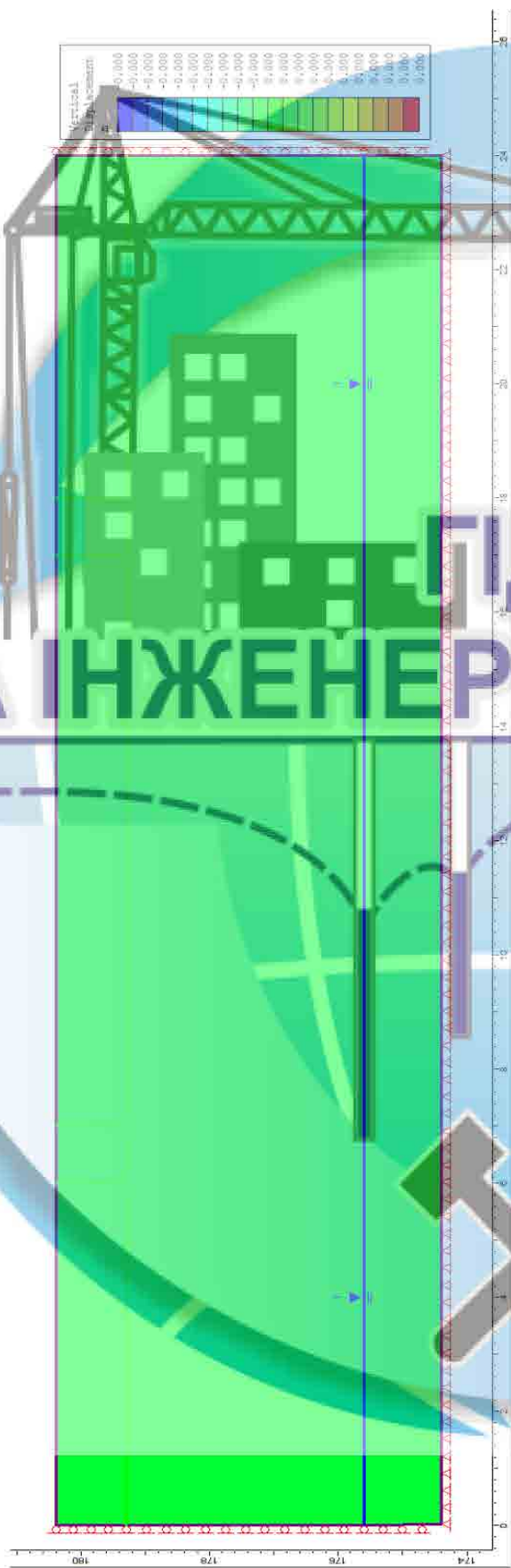


Рисунок 4.13 – Перший етап розрахунку осадки

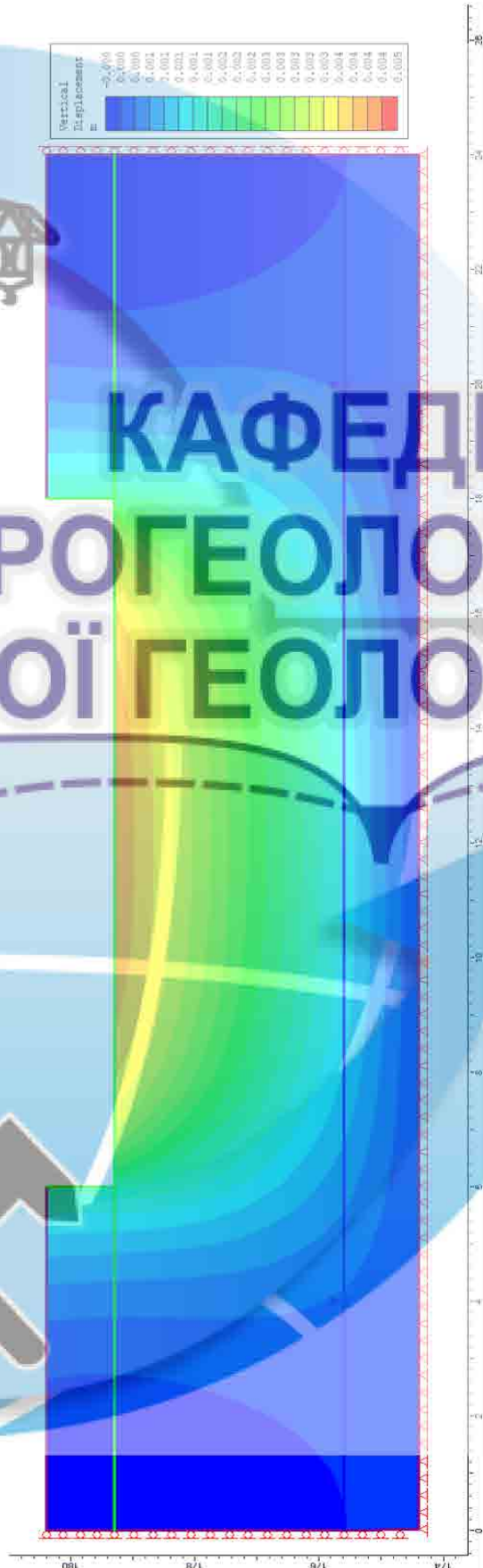


Рисунок 4.14 – Другий етап розрахунку осадки

КАФЕДРА
ГІДРОГЕОЛОГІЇ
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

КАФЕДРА ГІДРО ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

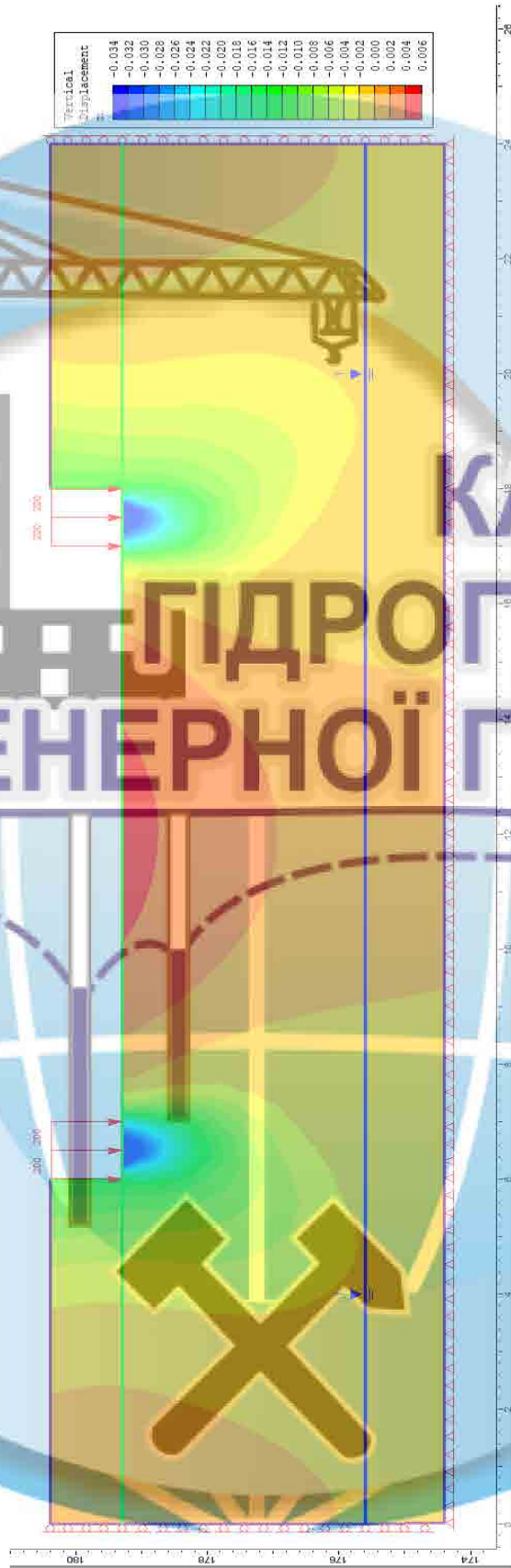


Рисунок 4.15 – Третій етап розрахунку осадки

4.3 Оцінка геомеханічного стану ґрунтової основи

При виконанні розрахунку осадки методом моделювання, було побудовано модель з урахуванням фізико-механічних властивостей ґрунтів, та розглянуто 3 етапи розвитку осадки:

- 1 – природний стан об'єкту;
- 2 – урахування змін при створенні виїмки під фундамент;
- 3 – осадка ґрунту при заданому навантаженні від стрічкового фундаменту.

У ході виконання роботи було встановлено що при розрахунку методом моделювання осадка становить 3,4 см.

Порівнюючи аналітичний метод та чисельний метод моделювання слід зазначити, що згідно аналітичному методу осадка фундаменту складає 0,82 см, але на глибині 0,25 м критично допустимий показник міцності перевищено. У результаті чого потрібно внести певні зміни. Однак виконавши цей розрахунок методом моделювання з урахуванням параметру міцності було встановлено, що несуча здатність не втрачається. За рахунок розвитку додаткових деформацій, збільшується величина осідання до 3,4 см. Згідно з [Додаток 1], величина отримана в ході розрахунку не перевищує максимально допустиме осідання. Тому, в даному випадку, проектувана споруда може експлуатуватися.

ВИСНОВКИ

В процесі виконання кваліфікаційної роботи було проведено аналіз інженерно-геологічних умов центральної частини Дніпропетровської області та виконано дослідження гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки проектного будівництва об'єкта залізничної інфраструктури, виконані розрахунки осадки фундаменту за двома методами та зроблені наступні висновки:

1. В характерних для Дніпропетровської області умовах деформації ґрунтів обумовлені як природними, так і техногенними чинниками. Підтоплення досліджуваної ділянки пов'язано з міською забудовою та відсутністю якісного поверхневого стоку. Підняття рівня ґрунтових вод з певним навантаженням на ґрунт може спричинити додаткову осадку споруди. Небезпечних геодинамічних процесів зсувного характеру в межах ділянки досліджень не виявлено. До сучасних активних інженерно-геологічних процесів, що проявляються в межах ділянки, можна віднести ерозійні процеси та підтоплення території.

2. При розрахунку методом пошарового підсумовування було встановлено, що осадка фундаменту складає 0,87 см, при цьому показник вертикального стискаючого напруження перевищує гранично допустимий. Це може призвести до можливої активізації деформаційних процесів. Але, при виконанні розрахунку осадки методом моделювання, було побудовано модель з урахуванням параметрів міцності. За результатами розрахунку розвитку додаткових пластичних деформацій, величина осідання збільшується до 3,4 см, при цьому несуча здатність ґрунтової основи не втрачається.

3. За результатами обох методів показники осадки згідно [Додаток 1] не перевищують нормативне значення для даного типу споруд. Виходячи з цього деформаційна стійкість проектного споруди буде забезпечена.

ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Київ. Мінрегіонбуд України, 2009 – 82с.
2. ДСТУ Б В.2.6-145:2010. Захист бетонних і залізобетонних конструкцій від корозії. Київ. Мінрегіонбуд України, 2010.- 77с.
3. ДСТУ-Н Б В.1.1-27:2010. Будівельна кліматологія. Київ. Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2011.-130с.
4. ДБН В.1.1 -25-2009. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. Київ. Мінрегіонбуд України, 2010.- 52с.
5. ДБН В.1.2.-2:2006. Навантаження і впливи. Норми проектування. Київ. Мінбуд України, 2006.-75с.
6. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. Київ. Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2014.-110с.
7. Технічний звіт з інженерно-геологічних вишукувань ПР/П-18946/НЮ-ІГВ. ТОВ «НВП «Будальянс», 2018.- 44с.
8. <http://doctorlom.com/item391.html>. Розрахунок осадки основи.
9. Тимощук В.І. Механіка ґрунтів//Розподіл напружень від власної ваги ґрунту. Розрахунок осадки фундаменту методом пошарового підсумовування. Критичні навантаження на ґрунт. с.8-13.
10. <https://studfile.net/preview/5347395/page:4/>. Розрахунок осадки фундаменту, 2016.-4с.
11. Галина Байрак, Методи геоморфологічних досліджень. Львів, ЛНУ імені Івана Франка, 2018.- 289с.
12. Геологічна карта СРСР. Масштаб 1; 200000, лист М-37 – XXVI Серія Донбаська. Пояснювальна записка. М. 1961. с 121.

13. Інженерно-геологічна карта Української ССР . масштаб 1;500000. Міністерство геології УССР інструмент мінеральних ресурсів. Дніпропетровське відділення. 1985 г.

14. Пустовитенко Б.Г., Кульчицький В.Е., Пустовитенко А.А. Нові карти сейсмічного районування території України. Особливості моделей сейсмічної небезпеки Геофізичний журнал т.28 №3 2006 с. 24.

15. Тектонічна карта України. Масштаб 1:1000000. Пояснювальна записка. Частина I. Міністерство охорони навколишнього природного середовища України, Державна геологічна служба. Український державний геологорозвідувальний інститут. К.: УкрДГРІ, 2007. - 96стор. Рис. 1, бібліогр. 165.

16. Методичні вказівки з випробувань лесових ґрунтів. М. 1982

17. ГОСТ 25100-95. Ґрунти. Класифікація, 1995.

18. ДСТУ БВ-2.1-96. Основи і фундаменти зданий и сооружений, 1996.

19. ГОСТ 20522-96. Ґрунти. Методи статистической обработки результатов испытаний, 1996.

20. СНиП 2.03.11-85. Защита строительных конструкций от коррозии, 1985.



КАФЕДРА
ГІДРОГЕОЛОГІЇ
ТЕКСТОВІ ДОДАТКИ
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

Граничні значення деформацій основ і фундаментів споруд при новому будівництві

А.1 Граничні значення деформацій основ і фундаментів споруд при новому будівництві наведені в таблиці А.1.

Таблиця А.1 – Граничні значення деформацій основ і фундаментів споруд

Споруда	Граничні деформації основи		
	Відносна різниця осідань $(\Delta s/L)_f$	Крен l_f	Середні s_{fj} (у дужках максимальні $s_{fmax(j)}$ осідання, см)
1. Виробничі і цивільні одноповерхові і багатоповерхові споруди з ланним каркасом: залізобетонним, сталезалізобетонним:	0,002	–	(10)
те саме з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції:	0,003	–	(15)
сталевим:	0,004	–	(15)
те саме з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів:	0,005	–	(18)
2. Споруди, у конструкціях яких не виникають зусилля від нерівномірних осідань:	0,006	–	(20)
3. Багатоповерхові безкаркасні споруди з несучими стінами з: крупних панелей:	0,0016	0,005	12
крупних блоків чи цегляної кладки без армування:	0,0020	0,005	12
те саме з армуванням, у тому числі з влаштуванням залізобетонних поясів або монолітних перекриттів, а також будівель монолітної конструкції:	0,0024	0,005	18
4. Споруди елеваторів із залізобетонних конструкцій:			
робоча споруда і силосний корпус монолітної конструкції на одній фундаментній плиті:	–	0,003	40
те саме збірної конструкції:	–	0,003	30
окремо розташований силосний корпус монолітної конструкції:	–	0,004	40
те саме збірної конструкції:	–	0,004	30
окремо розташоване робоча споруда:	–	0,004	25
5. Димарі заввишки H , м:			
$H \leq 100$	–	0,005	40
$100 < H \leq 200$	–	$1/(2H)$	30
$200 < H \leq 300$	–	$1/(2H)$	20
$H > 300$	–	$1/(2H)$	10

ВІДЗИВ

на кваліфікаційну роботу ступеня бакалавра НТУ «Дніпровська політехніка» спеціальності «Науки про Землю» (освітньо-професійна програма «Геологія»), студентки гр. 103-18-2 Короткої Владислави Олександрівни «Інженерно-геологічні умови центральної частини Дніпропетровської області та прогноз деформацій ґрунтів в основі фундаменту об'єкта залізничної інфраструктури»

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 «Науки про Землю» (освітньо-професійна програма «Геологія») – дослідженням несучої здатності ґрунтових масивів в основі фундаментів споруд транспортної інфраструктури.

Актуальність. Забезпечення деформаційної стійкості ґрунтових масивів в основі проєктованих споруд вимагає врахування особливостей будови і властивостей просторово неоднорідних товщ, що потребує застосування сучасних методів аналізу і оцінки стану породних масивів. В зв'язку з цим тема кваліфікаційної роботи студентки Короткої В.О. є актуальною та сучасною.

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

Новизна. У роботі виконана оцінка несучої здатності ґрунтового масиву природного залягання як за результатами розрахунків із застосуванням аналітичних методів, так і методу чисельного моделювання напружено-деформованого стану навантаженого ґрунтового масиву. При виконанні розрахунків врахований вплив на стан та властивості ґрунтів наявності в основі фундаменту проєктованої споруди ґрунтового водоносного горизонту.

Практичне значення результатів. Представлені в роботі результати та виконані оцінки несучої здатності ґрунтової основи можуть бути використані при обґрунтуванні проєктів будівництва споруд транспортної інфраструктури.

Ступінь самостійності виконання. Студентка Коротка В.О. виконала кваліфікаційну роботу самостійно, всі розрахунки проведені особисто автором

із застосуванням як аналітичних методів, так і спеціального програмного забезпечення, призначеного для моделювання напружено-деформованого стану ґрунтових масивів.

Застосування ПЕОМ, реальність, комплексність. При виконанні роботи студенткою Короткою В.О. у повній мірі використані засоби обчислювальної техніки та спеціальне програмне забезпечення, виконані розрахунки засновані на реальних даних щодо досліджуваного об'єкту та містять результати його комплексної оцінки.

Якість оформлювання. Кваліфікаційна робота написана методично грамотно, містить необхідний обсяг табличного та ілюстративного матеріалу, оформлена відповідно до сучасних вимог.

Недоліки. При виконанні розрахунків різними методами бажано було б надати пояснення отриманому відхиленню результатів розрахунків, отриманих при застосуванні аналітичних методів і методу чисельного моделювання.

Комплексна оцінка. Кваліфікаційна робота Короткої В.О. відповідає вимогам до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньо-професійної програми «Геологія» і заслуговує оцінки «відмінно», а її автор Коротка В.О. – присвоєння їй ступеня бакалавр за спеціальністю «Науки про Землю» (освітньо-професійна програма «Геологія»).

Керівник кваліфікаційної роботи,
к.т.н., доцент

Т.І. Перкова

РЕЦЕНЗІЯ

на кваліфікаційну роботу ступеня бакалавра НТУ «Дніпровська політехніка» спеціальності «Науки про Землю» (освітньо-професійна програма «Геологія»), студентки гр.103-18-2 Короткої Владислави Олександрівни «Інженерно-геологічні умови центральної частини Дніпропетровської області та прогноз деформацій ґрунтів в основі фундаменту об'єкта залізничної інфраструктури»

Кваліфікаційна робота Короткої В.О. присвячена дослідженню геолого-гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки проєктованого будівництва у зв'язку з оцінкою несучої здатності ґрунтової основи об'єкту залізничної інфраструктури.

Вирішення задач прогнозування оцінки деформацій ґрунтової основи в кваліфікаційній роботі виконано із застосування аналітичних розрахунків і математичного моделювання на базі методу кінцевих елементів.

При виконанні прогнозних розрахунків застосовано сучасне програмне забезпечення для моделювання геомеханічного стану ґрунтових масивів із використанням електронно-обчислювальної техніки.

Поставлені в кваліфікаційній роботі задачі вирішені в повному обсязі, робота виконана методично грамотно і містить необхідний обсяг табличного та ілюстративного матеріалу.

Результати виконаного дослідження отримані для реальних умов будівництва об'єкту залізничної інфраструктури і мають практичну цінність.

Кваліфікаційна робота відповідає вимогам, що ставляться до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньо-професійної програми «Геологія». Кваліфікаційна робота заслуговує оцінки «відмінно», а її автор, Коротка В.О., присвоєння ступеня бакалавр за спеціальністю «Науки про Землю».

Завідувач кафедри геофізичних
методів розвідки, д.г.н., професор

М.М. Довбніч

Протокол перевірки кваліфікаційної роботи бакалавра

студентки групи 103-18-2
(шифр групи)

Короткої Владислави Олександрівни
(прізвище, ім'я, по батькові)

Назва роботи: «Інженерно-геологічні умови центральної частини Дніпропетровської області та прогноз деформацій ґрунтів в основі фундаменту об'єкта залізничної інфраструктури»

Науковий керівник доц. Перкова Т.І.
(прізвище, ініціали, посада)

Показники звіту подібності

Оригінальність, %	75
Подібність, %	25
Неправильні цитування, %	0

Аналіз звіту подібності (відмітити потрібне)

- Запозичення, виявлені у роботі, оформлені коректно і не містять ознак плагіату.
- Виявлені у роботі запозичення не мають ознак плагіату, але їх надмірна кількість викликає сумніви щодо цінності роботи і відсутності самостійності її автора. Роботу направити на доопрацювання.
- Виявлені у роботі запозичення є недобросовісними і мають ознаки плагіату та/або в ній містяться навмисні спотворення тексту, що вказують на спроби приховання недобросовісних запозичень.

Науковий керівник

доц. Перкова Т.І.

Нормоконтролер

доц. Загриценко А.М.

Зав. кафедри

проф. Рудаков Д.В.

_____ (дата)