

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 Лагуткіна Максима Павловича

академічної групи 103-18-2

(шифр)

спеціальності 103 Науки про Землю

(код і назва спеціальності)

за освітньо-професійною програмою Геологія

(офіційна назва)

на тему «Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки земляного полотна залізниці у Донецькій області у зв'язку з визначенням деформаційної стійкості схилів насипу»

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

Дніпро  
2022

**ЗАТВЕРДЖЕНО:**

завідувач кафедри

гідрогеології та інженерної геології

(повна назва)

Рудаков Д.В.

(підпис)

(прізвище, ініціали)

« \_\_\_\_\_ » \_\_\_\_\_ 2022 року

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

студенту Лагуткіну Максиму Павловичу

(прізвище та ініціали)

академічної групи 103-18-2

(шифр)

спеціальності Науки про Землюза освітньо-професійною програмою Геологіяна тему «Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки земляного полотна залізниці у Донецькій області у зв'язку з визначенням деформаційної стійкості схилів насипу»затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 15.05.22  
№203-с

Розділ	Зміст	Термін виконання
Загальний	Фізико-географічна характеристика досліджуваної території. Аналіз геологічної будови, гідрогеологічних та інженерно-геологічних умов ділянки досліджень	15.04.2022- -30.04.2022
Спеціальний	Розрахунок стійкості схилів земляного полотна аналітичним методом. Оцінка геомеханічної стійкості укосів земляного полотна за даними аналітичних розрахунків	01.05.2022- -31.05.2022
	Оцінка геомеханічної стійкості схилів земляного полотна за результатами моделювання	01.06.2022- -15.06.2022

Завдання видано \_\_\_\_\_

(підпис керівника)

Перкова Т.І.

(прізвище, ініціали)

Дата видачі \_\_\_\_\_

15.04.2022

Дата подання до екзаменаційної комісії \_\_\_\_\_

15.04.2022

Прийнято до виконання \_\_\_\_\_

(підпис студента)

Лагуткін М.П.

(прізвище, ініціали)

## РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка стор. 48, рис. 9, табл. 14, джерел.12, додат. 3.

В кваліфікаційній роботі виконано аналіз інженерно-геологічних умов ділянки залізничного полотна у Донецькій області у зв'язку з визначенням деформаційної стійкості ґрунтового насипу та обґрунтуванням заходів щодо забезпечення стійкості його укосів.

Об'єктом виконаного дослідження є геомеханічна стійкість природно-техногенного ґрунтового масиву на ділянці залізничного полотна.

Мета дипломної роботи полягає в оцінці стійкості укосів ґрунтового насипу залізничного полотна за результатами аналітичних розрахунків та математичного моделювання.

У вступі наведені актуальність та мета роботи, поставлені завдання, які необхідно вирішити в роботі, та здійснено вибір методики для вирішення поставлених завдань.

У загальній частині наведена фізико-географічна характеристика досліджуваної території та виконаний аналіз інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов ділянки будівництва залізничного полотна.

У спеціальній частині виконані аналітичні розрахунки стійкості укосів ґрунтового насипу по методу круглоциліндричних поверхонь ковзання та із застосуванням методу математичного моделювання.

За результатами виконаних розрахунків обґрунтовані заходи щодо підвищення стійкості укосів ґрунтового насипу.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** ЗАЛІЗНИЧНЕ ПОЛОТНО, ГРУНТОВИЙ НАСИП, ОЦІНКА СТІЙКОСТІ, МЕТОД КРУГЛОЦИЛІНДРИЧНИХ ПОВЕРХОНЬ КОВЗАННЯ, МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ.

## ЗМІСТ

	Стор.
ВСТУП .....	6
1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНІ УМОВИ РАЙОНУ РОБІТ .....	7
1.1 Кліматичні умови .....	7
1.2 Рельєф і гідрографія .....	10
2 ГЕОЛОГО-ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ ДОСЛІДЖЕНЬ .....	11
2.1 Геологічна будова району досліджень .....	11
2.2 Тектоніка та геоморфологія .....	13
2.3 Гідрогеологічні умови території .....	16
2.4 Стратифікація інженерно-геологічного розрізу .....	18
2.5 Фізико-механічні властивості ґрунтів .....	21
3 РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ СХИЛІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АНАЛІТИЧНИМ МЕТОДОМ .....	23
3.1 Аналітичний метод розрахунку стійкості схилу земляного полотна .	23
3.2 Аналітичний розрахунок стійкості схилу насипу .....	27
3.3 Оцінка геомеханічної стійкості укосів земляного полотна .....	31
за даними аналітичних розрахунків .....	31
4 ОЦІНКА ГЕОМЕХАНІЧНОЇ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ МОДЕЛЮВАННЯ .....	32
4.1 Процедура розрахунку геомеханічної стійкості схилу .....	32
4.2 Розрахункова схематизація і методика розрахунку .....	38
ВИСНОВКИ .....	46
ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ .....	48

ТЕКСТОВІ ДОДАТКИ.....	49
Додаток А Відзив керівника квалікаційної роботи .....	50
Додаток Б Рецензія на кваліфикаційну роботу .....	52
Додаток В Протокол перевірки кваліфикаційної роботи.....	53



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

## ВСТУП

Дійсна робота присвячена аналізу інженерно-геологічних умов ділянки залізничного полотна у Донецькій області у зв'язку з визначенням деформаційної стійкості ґрунтового насипу та обґрунтуванням заходів щодо забезпечення стійкості його укосів.

Об'єктом виконаного дослідження є геомеханічна стійкість природно-техногенного ґрунтового масиву на ділянці залізничного полотна.

Мета дипломної роботи полягає в оцінці стійкості укосів ґрунтового насипу залізничного полотна за результатами аналітичних розрахунків та математичного моделювання.

При виконанні досліджень в роботі вирішені наступні задачі:

- виконано аналіз та узагальнення даних про фізико-географічні та інженерно-гідрогеологічні умови ділянки будівництва;

- проведено аналітичні розрахунки стійкості укосів ґрунтового насипу за методом круглоциліндричних поверхонь ковзання;

- побудована модель ґрунтового насипу у середовищі програмного комплексу Phase2 та визначена його стійкість;

За результатами виконаних розрахунків обґрунтовані заходи щодо підвищення стійкості укосів ґрунтового насипу.

**КЛЮЧОВІ СЛОВА:** ЗАЛІЗНИЧНЕ ПОЛОТНО, ГРУНТОВИЙ НАСИП, ОЦІНКА СТІЙКОСТІ, МЕТОД КРУГЛОЦИЛІНДРИЧНИХ ПОВЕРХОНЬ КОВЗАННЯ, МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ.

# 1 ФІЗИКО-ГЕОГРАФІЧНІ УМОВИ РАЙОНУ РОБІТ

## 1.1 Кліматичні умови

Клімат району помірно-континентальний із відносно холодною зимою і жарким сухим літом. Характеризується значними добовими, річними і абсолютними коливаннями температур повітря, невеликою кількістю опадів, чітко вираженими відлигами, частими туманами, посушливими-суховійними атмосферними явищами, та ожеледицею. Все це пояснюється віддаленістю від Атлантичного океану, близькістю азіатського материка, що посилює континентальність, рельєфом місцевості, незначним впливом Азовського і Чорного морів. Кліматичні характеристики приводяться за даними міста Донецьк.

Найтеплішим місяцем є липень із середньою температурою  $+21,2^{\circ}\text{C}$ , самим холодним – січень із температурою  $-5,2^{\circ}\text{C}$ . Середня річна температура становить  $+8,1^{\circ}\text{C}$  [1].

Таблиця 1.1

Температура повітря по місяцях, ( $^{\circ}\text{C}$ )

Температура	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
Середня	-5,2	-4,4	0,7	9,4	15,4	19,0	21,2	19,8	14,9	8,0	1,8	-2,9	8,1

Температура повітря холодного періоду:

Середня температура найбільш холодної п'ятиденки:

- забезпеченістю 0,92 –  $-22^{\circ}\text{C}$

- забезпеченістю 0,98 –  $-24^{\circ}\text{C}$

Середня температура найбільш холодної доби:

- забезпеченістю 0,92 –  $-27^{\circ}\text{C}$

- забезпеченістю 0,98 –  $-29^{\circ}\text{C}$

Температура повітря теплого періоду:

- температура найбільш жаркої доби забезпеченістю 0,95 –  $+30^{\circ}\text{C}$

- температура найбільш жаркої п'ятиденки забезпеченістю 0,99 – + 26°C

Період із середньодобовою температурою нижче 8°C - 176 доби

- середня температура цього періоду – - 0,5°C

Період із середньодобовою температурою нижче 10°C – 192 доби

- середня температура цього періоду – + 0,3°C

Період із середньодобовою температурою вище 21°C – 47 доби

- середня температура цього періоду – + 21,3°C

Дата переходу середньодобової температури повітря через 8°C и 10°C восени й навесні (дата початку й закінчення опалювального періоду):

Через 8°C                      Через 10°C

16.X - 10.IV                      7.X - 17.IV

Середньорічна кількість опадів - 522 мм.

КАФЕДРА  
ГІДРОГЕОЛОГІЇ  
ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

Таблиця 1.2.

Середня кількість опадів, (мм)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
38	34	34	40	51	66	52	43	40	34	41	49	522

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

Відносна вологість повітря, (%)

Таблиця 1.3

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
86	84	80	66	62	65	63	61	66	75	86	89	74

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



Таблиця 1.4

Повторюваність вітру різних напрямків, (%)

С	СВ	В	ЮВ	Ю	ЮЗ	З	СЗ	Штиль
7,2	10,3	14,3	18,9	11,0	14,3	16,6	7,4	8,6

Найбільша швидкість вітру - у січні-лютому, найменша - улітку. У лютому вона в середньому становить 5,9 м/с, у липні - 3,5 м/с.

Таблиця 1.5  
Середня швидкість по місяцях, (м/с)

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Рік
5,3	5,9	5,4	5,0	4,2	3,6	3,5	3,6	3,9	4,5	5,0	5,2	4,6

Відповідно до архітектурно-будівельного кліматичного районування, ділянка вишукувань відноситься до II району (Південно-східному).

Характеристики значень навантажень і впливів, прийняті по м. Селідове.

- вітрове навантаження,  $w_0$  – 490 Па;
- снігове навантаження,  $s_0$  – 1420 Па;
- товщина стінки ожеледі,  $b$  – 20 мм;
- вітрове навантаження при ожеледі,  $w_b$  – 250 Па.

Нормативна глибина промерзання ґрунтів складає - 1,2 м.

## 1.2 Рельєф і гідрографія

Територія досліджень розташована на лівому схилі річки Солона. Долина річки трапецеїдальна, шириною до 2.5 км, глибиною до 20 метрів. Русло ріки звивисте шириною до 5 метрів, мулисте часто пересихає. Ширина долини: до 150м. Ділянка досліджень знаходиться в межах сухої балки яка впадає в річку солона. У межах ділянки досліджень ширина балки становить 75 м з північної сторони , та до 150 м з південної сторони. По правій балці протікає тимчасовий водотік, що на момент вишукувань не спостерігався. В межах цієї балки вище по руслу розташовані 4 ставки. По лівій балці спостерігається тільки тимчасовий водотік. Нижче місця злиття цих балок проходить полотно залізничної колії на насипі висотою до 14 м. По тальвегу балки побудована водопропускна труба для пропуску водного потоку. Насип полотна є штучною перешкодою для поверхневих вод. Внаслідок цього в межах основи насипу у балці спостерігається підтоплення та заболочена територія.

Сам насип дорожнього полотна на вказаній ділянці розташовано так, що це виключає утворення верховодки, чи його підтоплення.

Живлення річки переважно снігове – 65% стоку, джерельне 33%, тому витрата води протягом року нерівномірنا.

## 2 ГЕОЛОГО-ГІДРОГЕОЛОГІЧНІ ТА ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ УМОВИ ДІЛЯНКИ ДОСЛІДЖЕНЬ

### 2.1 Геологічна будова району досліджень

В геологічній будові району вишукувань приймають участь палеозойські, кайнозойські та четвертинні відклади. Кам'яновугільні відклади палеозою представлені башкирським (білокалітвінська світа  $C_2^4$ ) та каменською світою  $C_2^4$  московським ярусами середнього карбону. Ці відклади складають Кальмус-Торецьку котловину і в районі вишукувань виходять на денну поверхню в руслі річки Солона. Каменська світа  $C_2^4$  московського ярусу представлена піщаниками, алевролітами і аргілітами з частими верствами вапняку та вугілля. Потужність відкладів в районі вишукувань до 170 м.

Товща кам'яновугільних відкладів з кутовою незгодою покриваються середньо-сарматськими відкладами неогену. Потужність відкладів невелика і змінюється в діапазоні від 1 до 11 м. Відклади середнього сармату представлені глинами зеленувато-сірими з бурими і жовтувато-бурими плямами, щільні, інколи комкуваті, в'язкі, горизонтально шаруваті.

Відклади середнього сармату перекриваються шаром червоно-бурих глин верхнього пліоцену – нижнього відділу четвертинної системи. Червоно-бурі глини поширені суцільним чохлам в межах вододілів та їх схилів. Потужність червоно-бурих глин змінюється від 1 до 10 м. Верхня частина розрізу червоно-бурих глин непомітно переходить в лесово-суглинисті ґрунти. За літологічним складом цей горизонт представлений пластичними жирними і щільними глинами а також прісними і піщаними глинами. В породі зустрічається конкреції  $CaCO_3$ , друзи і окремі кристали гіпсу, заліристо-марганцеві примазки.

### *Четвертинні відклади*

В межах ділянки вишукувань поширений сучасний відділ (Q<sub>4</sub>) четвертинної системи. В розрізах сучасного відділу четвертинної системи виділяються ґрунти, елювіальні, делювіальні, алювіальні відклади. Ґрунт майже скрізь чорноземи потужністю до 0,5 м.

Елювій розповсюджений в межах виходу кам'яновугільних відкладів в долині річки Солоня. вододілах, де він представлений щебенем, пісками, супісками і глинами незначної потужності. Делювій спостерігається на схилах ярів, балок, долин рік і виконаний щебенем, пісками, супісками і глинами невеликої потужності.

Верхній горизонт представлений буровато-жовтими і жовто-темно-пальовими лесовидними суглинками. Вони поширені на вододільних просторах та на другій надзаплавній терасі річних долин. Потужність цього горизонту досягає 4 м, а в середньому становить 2,5-3 м.

Верхньочетвертинний алювій складає 1 надзаплавну терасу річки Солоня. Потужність його до 5 м. Літологічний склад алювію – м'яко і середньозернисті світло-жовті піски.

Нерозчленована нижньо-верхньочетвертинні (Q<sub>1-3</sub>) лесово-суглинисті відклади представлені в основному бурими і жовто-бурими лесовидними суглинками. Середня потужність цих відкладів становить 8 – 10 м.

До сучасних відкладів відносяться алювіальні і алювіально-делювіальні відклади русел річкових долин, балок елювіальні, делювіальні і елювіально-делювіальні відклади схилів річних долин та балок.

Алювіальні відклади в руслах річкових долин мають потужність до 5 метрів і представлені вони в основному перешаруванням суглинку і піску. В основі розрізу переважають піски а вверху – суглинки іноді мулисті.

Балочний алювій заповнює днище балок і складений в основному суглинками, які донизу переходять в різнозернисті часто глинисті піски.

Делювіальні відклади поширені на схилах балок. Потужність делювію досягає 7 м.

## 2.2 Тектоніка та геоморфологія

В геоструктурному відношенні площа досліджень знаходиться в межах Кальмус – Торецької котловини. Вказана структура представляє собою велику лінійну складку з північно-західним простяганням осі. Шарнір складки має північно-західне занурення. Будова крила складки ускладнено більш мілкими складками другого порядку а також багато-чисельними продольними або діагональними надвигами і скидами. Ділянка досліджень розташована між Селидовським і Центральним надвигом, які мають субмеридіональне простягання (північно-західне). Площини зміщення надвигу падають в східному і північно-східному напрямку під кутом 15-40°.

Котловина складена кам'яновугільними пермськими, триасовими і юрськими відкладами (рис. 2.1).

Основний сейсмічний вплив на територію України здійснюють землетруси, вогнища яких розташовані на південних та південно-західних границях. Сейсмічність платформної частини України, куди відноситься і район досліджень, дуже незначна. Магнітуди землетрусів не перевищували 4, вогнище землетрусів розташовані на глибинах 5-10 км, тому сейсмічні ефекти від таких землетрусів носить локальний характер і основному поблизу епіцентру. В останній час на платформній частині України зафіксовано декілька малопотужних сейсмічних подій, частина з яких, можливо, тектонічного походження. Достовірно відомо тільки декілька відчутних землетрусів, що відбулися на території Донбасу:

- 8 серпня 1913 р. в 2 години на околицях м. Купянск ( магнітуда  $M = 3.5$ , глибина гіпоцентру  $h = 5$  км, інтенсивність  $I = 5-6$  балів);
- 10 серпня 1937 р. поблизу с Константи́нівка Донецької області ( $M = 3.0$ ,  $h = 5$ ,  $I = 6$  балів);
- 11 травня 2004 р. в 01 година 37 хвилин поблизу с. Ново-Дарьівка Луганської області ( $M = 3.8$ ,  $h = 11$ ,  $I = 6-7$  балів) [2].

Відповідно п.5.1.1 діючих ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво в сейсмічних районах України» [3] інтенсивність сейсмічних збуджень в балах для району будівництва доцільно приймати на основі списку населених пунктів України (Додаток А та комплекту карт загального сейсмічного районування (ОСР-2004) території України.

Загальне сейсмічне районування території України ОСР-2004 в ДБН [3] подається в вірогідній формі у вигляді комплекту із 3-х карт, на яких представлена прогнозована сейсмічна небезпека в ізолініях інтенсивності сейсмічних коливань (бальність), яка може бути реалізована в кожній точці карти з заданою імовірністю перевищення  $P$  протягом найближчих 50 років. Для карти ОСР – 2004 А (період повторюваності  $T = 500$  років) –  $P = 10\%$ , для карти ОСР – 2004 В ( $T = 1000$  років) –  $5\%$ , для карти ОСР – 2004 С ( $T = 1000$  років) –  $1\%$ . Нормативна бальність на картах ОСР-2004 відповідає середнім ґрунтовим умовам (ґрунтам 2-ї категорії за сейсмічними властивостями).

Згідно карти загального сейсмічного районування (ДБН В.1.-12:2014) територія будівництва для споруд з класом відповідальності СС3 знаходиться в межах зон з інтенсивністю впливів 6 балів (Карта ЗСР 2004-С імовірність  $1\%$  перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років, або один раз за 5000 років), а для споруд з класом відповідальності СС2 знаходиться в межах зон з інтенсивністю впливів: 5 балів (карта ЗСР 2004-В імовірність  $5\%$  перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 5 років, або один раз за 1000 років).

Ділянка досліджень розташована на границі денудаційної височини Волчансько-Берекської рівнини. Вододільна хвиляста рівнина неоднорідна за своєю будовою. Геологічною основою рівнини служить неоген-палеогенові утворення, які виповнюють східне крило Кальмиус-Торецької котловини. З поверхні рівнина складена четвертинними лесовидними суглинками потужністю до 15 метрів, які повсюдно залягають на червоно-бурих глинах.

Рівнина досить сильно розчленована балочними та річними долинами. Формування річної та балочної сітки відбулося в четвертинний час в процесі загального омолодження рельєфу. Річні долини характеризуються виробленою профілю і в знаходяться в стадії зрілості свого розвитку. Балка яка знаходиться в межах території досліджень також представляє собою досить добре розроблену степову долину – суходолі з широкими плоским дном і пологими широкими схилами.

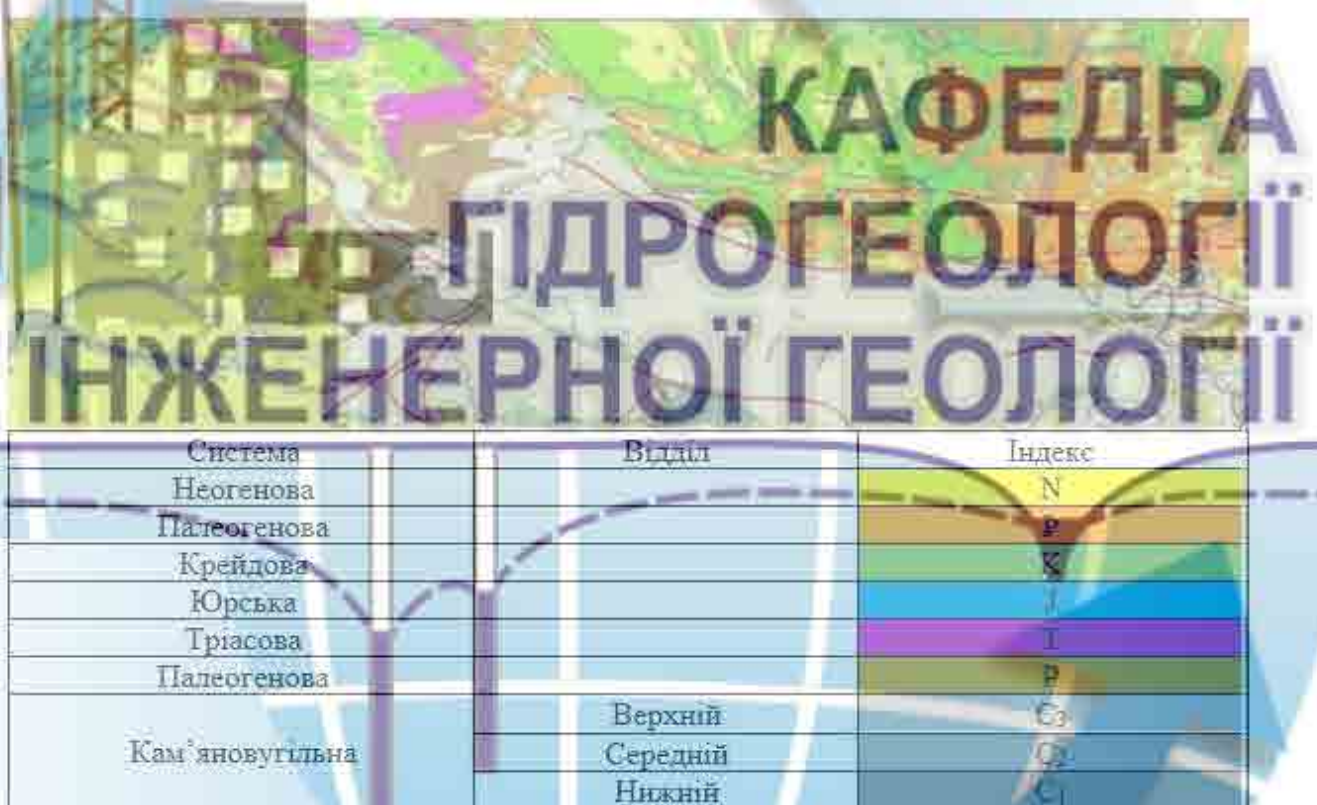


Рисунок 2.1 – Геологічна карта

### 2.3 Гідрогеологічні умови території

Відповідно гідрогеологічного районування ділянка робіт розташована в межах Донецько-Дніпровського району другого порядку, який входить до складу Дніпровсько-Донецького артезіанського басейну. В межах району виділено декілька водоносних горизонтів в відкладах карбону, крейди, и четвертинних відкладах річкових долин.

Відклади карбону за типом водоносних горизонтів та ступенем водонасичення поділяються на дві товщі: нижню – вапняковисту, яка представляє собою потужний водоносний горизонт тріщинно-карстових вод, і верхню – піщано-глинисту, в якій поширені багато чисельні водоносні горизонти пластово-тріщинуватого типу в верствах піщанику та вапняку.

Верхня товща карбових відкладів представлена перешаруванням верств піщаників, аргілітів (глинистих сланців), алевролітів (алевроитових сланців), вапняку та вугілля.

Водоносний горизонт четвертинних відкладів приурочений до піщаних відкладів річних та балочних долин і лесовидних суглинків вододілів. Живлення підземних вод здійснюється за рахунок інфільтрації атмосферних опадів. Водоносний горизонт лесовидних суглинків приурочений до піщаних і супіщаних прошарків і лінз, серед суглинків і глин. Водотривом цього горизонту є більш важкі різновиди суглинку або червоно-бурі глини. Водоносний горизонт поширений повсюдно, але його запаси тісно пов'язані з метеорологічними умовами території. Природні виходи цього горизонту зустрічаються у підніжжі схилів ярів та балок. Дебіти джерел змінюються в досить великому діапазоні від 0,05 до 0,5 м<sup>3</sup>/год (в посушливий період). Глибина залягання на вододілах від 8 до 20 м, а в придолинних ділянках від 0 до 6 м. Витрати криниць досягають 0,36 м<sup>3</sup>/год. В посушливий період вода може повністю вичерпатися.

Води четвертинних відкладів характеризуються строкатістю мінералізації та хімічним складом. За даними хімічних аналізів, величина



сухого осадку для підземних вод четвертинних відкладів складає 764 – 6152 мг/л. Переважають води з величиною сухого залишку порядку 1200 – 1800 мг/л; сульфатів – 157,2 до 3553 мг/л, хлору від 20,9 до 877 мг/л. По ступені жорсткості воді відносяться до жорстких, загальна жорсткість змінюється від 16° до 136°. За типом мінералізації підземні води відносяться до сульфатно-гідрокарбонатно-натрієво-кальцієвих і сульфатно-хлоридно-магнієвих вод.

В результаті оцінки стану навколишнього геологічного середовища можна зробити наступні висновки:

1. Під впливом обводнення та динамічних навантажень ґрунти, що знаходяться в основі насипу можуть втрачати свої міцнісні властивості, що може привести до порушення стійкості відкосів та насипу в цілому.

2. Гумусований ґрунт шару ІГЕ-1, що залягає в тальвегу балки з часом буде просідати внаслідок процесів розкладення гумусу, що міститься у ньому. Це може призвести до деформацій насипу та дорожнього полотна.

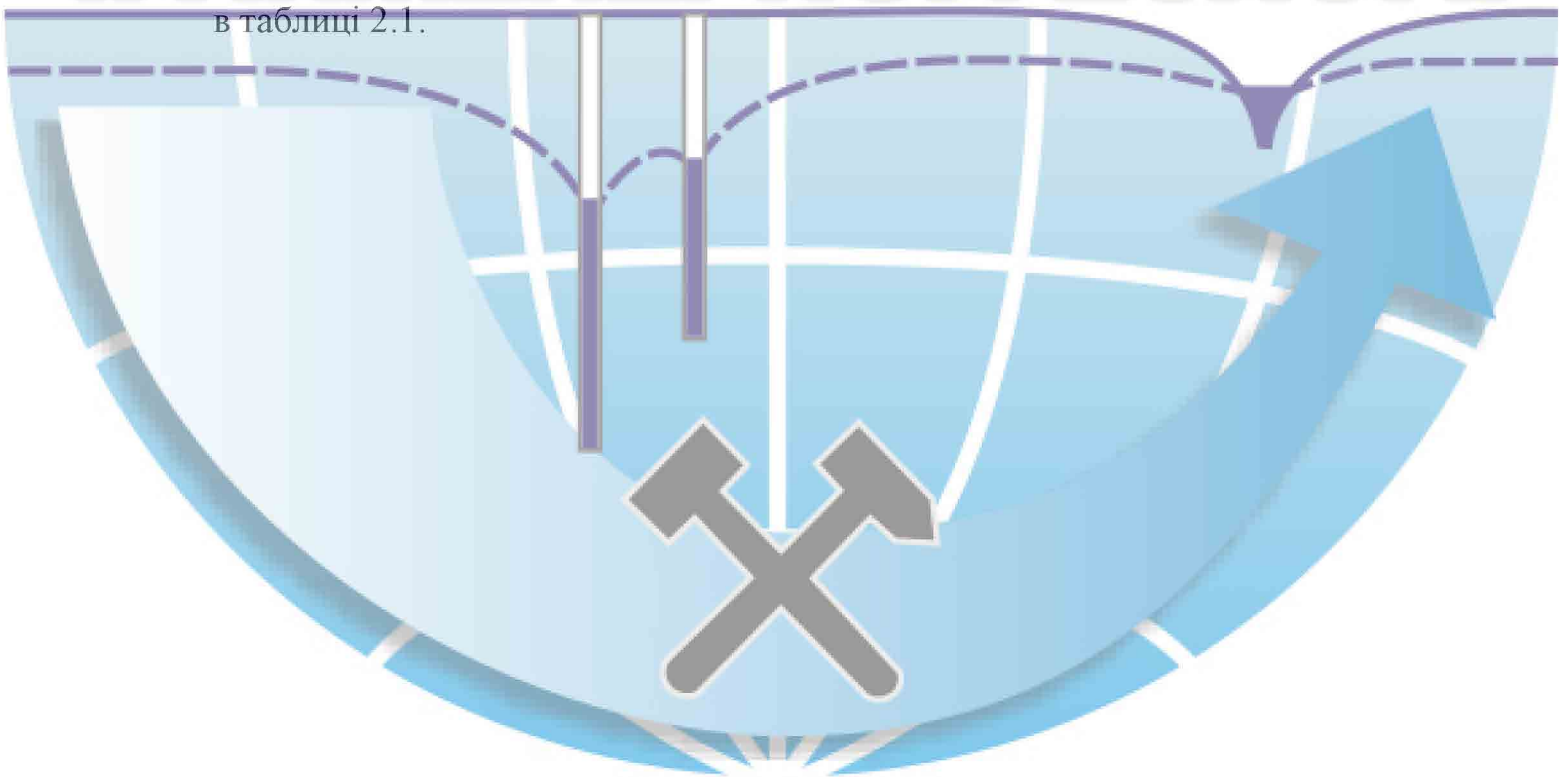
Але внаслідок незначної потужності шару ІГЕ-1 (до 1.5 м) загальні осадки не будуть мати значних розмірів.

## 2.4 Стратифікація інженерно-геологічного розрізу

Площадка розвідана 25 свердловинами до глибини 4 – 8 м.

При камеральній обробці польових та лабораторних даних розвідана товща ґрунтів площадки розділена на верстви (інженерно-геологічні елементи, ІГЕ) згідно [4], [5] і [6]. Згідно документам стратифікація розрізу проведена за літологічними ознаками (мінеральному і гранулометричному складу) з урахуванням умов утворення, стану (щільності, вологості, структури, ступеню вивітрілості, тріщинуватості) і фізико-механічних властивостей ґрунтів, а також згідно раніше виконаних вишукувань. Відповідно до цього, на площадці виділені верстви (ІГЕ) № 1 – 4, а також насипні ґрунти Н1, Н2, Н3. Їх фізико-механічні властивості наведені в таблиці 2.

Потужності і інші умови залягання ґрунтів показані на наведених інженерно-геологічних розрізах (рис. 4.2) та інженерно-геологічних колонках в таблиці 2.1.



Таблиця 2.1

## Стратиграфічна колонка

Номер ІГЕ	Геологічний вік	Опис ґрунтів	Літологія	Глибина до підлоги, м	Потужність шару, м
1	$h_4$	Ґрунтово-рослинний шар		0.3	0.3
2	$p-d$ , $Q3-4$	Глина легка темно-сірого, чорного кольору, гумусована, з прошарками світло-коричневого суглинку. Неоднорідна.		5.3	5
3	$e, p-d$ , $Q3-4$	Суглинок з карбонатами представлений суглинком від темно- до світло-коричневого кольору.		7.8	2.5
4	$e-d$ $Q3-4$	Супісок представлений супісками від світло-коричневого до жовтого, інтервалами сірого кольору. Однорідний.		8.3	0.5
5	$e-d$ $Q3-4$	Суглинок пластичний представлений суглинком світло-коричневим та жовтим. М'яко- та текуче-пластичним.		10.3	2

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:

## Номенклатура ґрунтів основи [1],[5]

### СГК-I. Сучасні біогено-мінеральні і техногенні утворення

Н1 (Нt<sub>4</sub>) Насипний ґрунт: ґрунти планування місцевості і ґрунт залізничного насипу, що представлені суглинками неоднорідними темно-сірими, світло- та темно-коричневими, чорним гумусом з ним. З рослинними залишками, піском, включеннями жорстви та щебеню. Насипний ґрунт можна класифікувати як неоднорідний та, в основному, залежаний, його загальна потужність змінюється від 0,3 м до 12,1 м.

Н2 (Нt<sub>4</sub>) Насипний ґрунт (баласт): ґрунти планування залізнично-дорожньої колії щебінь гранітний, фракції у верхній частині до 80 – 100 мм, нижче – 10 – 20 мм із гранітним відсівом.

Н3 (Нt<sub>4</sub>) Насипний ґрунт (підготовка): Відсів гранітний з піском, пісок кварцовий світлий, жовтий, дрібнозернистий до пилюватого, дуже щільний.

П (h<sub>4</sub>) Ґрунтово-рослинний шар представлений суглинком від темно-сірого до чорного кольору, гумусованим з включеннями рослинних залишків.

Потужність 0,2 – 0,5 м. На окремих ділянках ґрунтово-рослинний шар був зрізаний при плануванні місцевості.

### СГК- II. Четвертинні відкладення

ПЕ-1 (p-d, Q<sub>3-4</sub>) Балочні відклади представлені глиною легкою темно-сірого, чорного кольору, гумусованою, з прошарками світло-коричневого суглинку. Неоднорідною. Шаруватої структури. З включеннями зерен карбонатів та слабо-обкатаної жорстви вапняку.

ПЕ-2 (e, p-d, Q<sub>3-4</sub>) Суглинок з карбонатами представлений суглинком від темно- до світло-коричневого кольору, з включеннями карбонатів у вигляді зерен, гнізд та стяжіннь. Зрідка з жорсткою та слабкообкатаним щебенем вапняку (розмірами до 15 мм).

ПЕ-3 (e-d Q<sub>3-4</sub>) Супісок представлений супісками від світло-коричневого до жовтого, інтервалами сірого кольору. Однорідний. Пластичної консистенції.

ПЕ-4 (e-d Q<sub>3-4</sub>) Суглинок пластичний представлений суглинком світло-коричневим та жовтим. М'яко- та текуче пластичним. З поодинокую жорсткою вапняку.

## 2.5 Фізико-механічні властивості ґрунтів

Питоме зчеплення ґрунтів майданчика залежить від їх щільності і загальної структурної зв'язності, тобто міцності твердих (цементацийних, кристалізаційних), і м'яких (водноколлоїдних, коагуляційних) зв'язків, причому характеристика міцності других більше.

Величина кута внутрішнього тертя (коефіцієнт тертя) визначається переважно зерновим складом ґрунту, а при наявності твердих уламків у м'якому середовищі - їх кількістю.

Нормативні значення показників механічних властивостей ґрунтів визначені на підставі результатів лабораторних досліджень і за ДБН В.2.1-10-2006 [7].

Фізико-механічні властивості ґрунтів визначалися в лабораторних умовах на зразках порушеної структури відповідно до чинних Держстандартів. На зразках порушеної структури визначалися фізичні властивості глинистих ґрунтів (границі пластичності, природна вологість, консистенція), для піщаних ґрунтів – гранулометричний склад, та вологість.

Результати розрахунків фізичних, деформаційних та міцнісних характеристик ґрунтів наведені у звідній інженерно-геологічній колонці, що міститься у таблиці 2.1.

Таблиця 2.2

### Зведена інженерно-геологічна колонка

Інженерно-геологічний групування	Літологічний розпис (якщо необхідно - ІЛГ)	Нача ґрунту по ГОСТ 25109-85, ДСТУ Б В 2.1-96	Нормативи														Порядковий номер класифікації ґрунта по ДНД Д.2.2-1-99, табл.1		
			$\gamma_n$	$w_L$	$w_P$	$a_w$	$a_{sw}$	$a_{sh}$	$a_{shs}$	$a_{shv}$	$a_{shv}$	$a_{shv}$	$a_{shv}$	$a_{shv}$	$a_{shv}$	$a_{shv}$			
t Q4 Н1	Грунти, складені з великої (груба, заповнюючого вапну, що складається суцільної і опуклої частини) і тонкої частини	1.85	1.53	0.211	1.1	0.280	0.74	0.78	14	9.6	58	15	183	1.81	33	30	14	13	170
t Q4 Н2	Насипний ґрунт (вапняк) з великою частинкою, складеною з великої частини (вапняк) і середньої частини (вапняк) до 80-100 мм.	1.77																	200
t Q4 Н3	Насипний ґрунт (вапняк). Відсутній частини з пилком, піском середньої частини, крупної дробоворості до шпигуватого, шпигуватого.	1.7																	200
P-d, Q3-4	Глина жовта, глинисто-сіра, коричневого кольору. Гумусована з прошарками світло-коричневого суцільного. Неоднорідна	1.84	1.44	0.283	21	0.012	0.86	0.902	113	63	38	15	1.84	1.81	36	31	14	13	270
e, P-d, Q3-4	Суцільні з карбонатом представлений суцільним від танцю до світло-коричневого кольору, з включеннями карбонату у вигляді зерен глини та стигми.	1.87	1.56	0.201	14	-0.210	0.73	0.75	101	76	72	18	1.85	1.83	58	38	17	15	250
e-d, Q3-4	Суцільні представлений суцільний від світло-коричневого до коричневого, інерціальний середнього кольору. Однорідний.	1.94	1.63	0.190	7	0.43	0.78	0.66	102	61	15	27	1.91	1.88	14	13	25.65	22.95	250
e-d, Q3-4	Суцільні представлений суцільним світло-коричневим та жовтим. М'яко-та тверді-пластичні.	1.97	1.59	0.240	14	0.050	0.91	0.720	12	12	20	18	1.94	1.91	19	17	17	15	180

**Примітки:**

1. Пилувато-глинисті ґрунти відносяться до низьковисхідних при стисненні  $S_{12} \geq 0.86$  (ст. 4.6) у разі  $S_{11} \geq 0.41$  ( $0.33 \leq 0.41$ ) і задовольняють умови п. 6.1 ГОСТ 5086-94 (рисунки). Методи вимірювань (деталі таблиці) вказані в п. 3.2.1 "Пособія по проектуванню зданий і споруджень" к СНП 2.02.01-83, т. II, с. 209.
2. Нормативні значення показників механічних властивостей ґрунтів Н1, ПЕ 1-4, вказані на основі результатів лабораторних досліджень (по таблиці В.2.В.3).
3. Значення умовного розрахованого тиску ( $R_0$ ) прийняті відносно таблиці Б.3 ДНБ В.2.1-10-2009.
4. Умовно розрахований етп. для вапняк. ґрунтів дано по таблиці Б.5 ДНБ В.2.1-10-2009.
5. Щільність насипаних ґрунтів дано по означеним визначенням відповідних проб. у зв'язку з неоднорідністю насипаних ґрунтів мають різнити характер.

### 3 РОЗРАХУНОК СТІЙКОСТІ СХИЛІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА АНАЛІТИЧНИМ МЕТОДОМ

#### 3.1 Аналітичний метод розрахунку стійкості схилу земляного полотна

У практиці проектування найчастіше вдаються до розрахунку стійкості схилів і укосів за методом круглоциліндричної поверхні ковзання (якщо укіс складений однорідними ґрунтами), за методом горизонтальних сил Маслова-Берера (за довільною поверхнею ковзання, коли укіс складений різномірними ґрунтами) і за наближеним методом  $F_r$  - метод рівномірного укосу (незалежно від того, складений укіс однорідним ґрунтом або різномірними ґрунтами) [8].

В основі розрахунку за методом круглоциліндричної поверхні ковзання покладено співвідношення утримуючих та обертальних моментів (рис. 3.1):

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{вр}}} = \frac{\sum (P_i \cos \alpha_i \text{tg } \varphi_i + c_i l_i)}{\sum P_i \sin \alpha_i}, \quad (3.1)$$

де  $P_i$  – вага розрахункового блоку;  $\alpha_i$  – кут між напрямками сили  $P_i$  та нормальною складовою  $N_i$ ;  $\varphi_i$  – кут внутрішнього тертя;  $c_i$  – зчеплення;  $l_i$  – ширина розрахункового блоку.

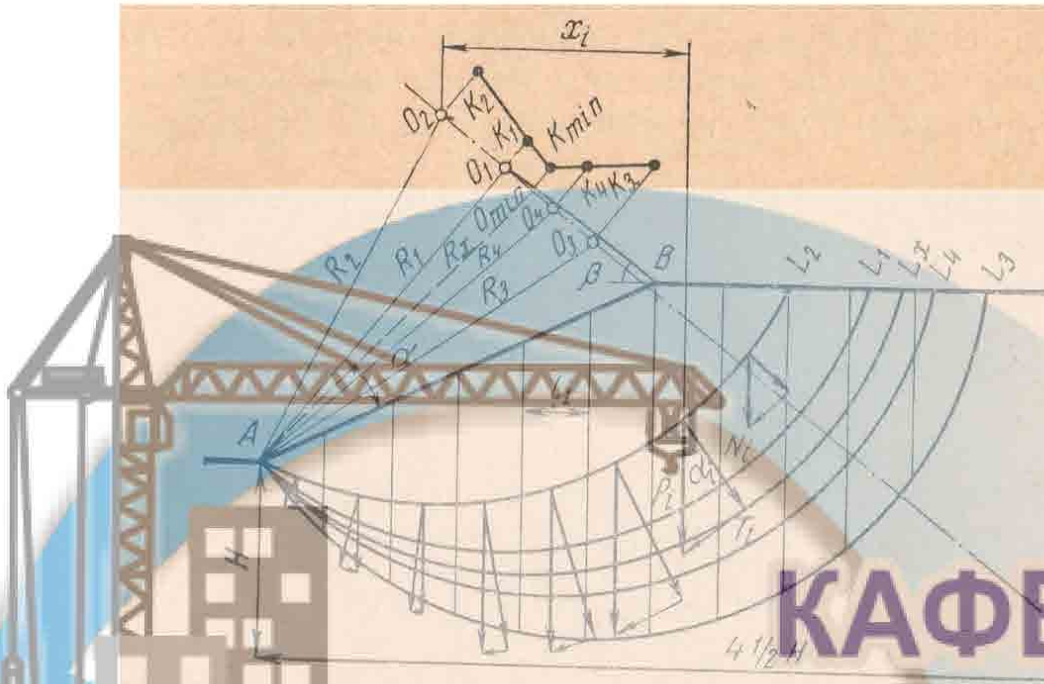


Рисунок 3.1 - Схема розрахунків круглоциліндричної поверхні ковзання

Розрахунок зводиться до пошуку за формулою (3.1) круглоциліндричної поверхні ковзання з найменшим коефіцієнтом запасу. Розташування першого центру обертання  $O_1$  визначається наступним чином (рис. 3.1). Від підосви укосу (точка А) відкладають пряму під кутом  $\alpha$  до укосу; з точки В (бровка укосу) проводять горизонталь і від цієї горизонталі відкладають кут  $\beta$ . Перетин ліній, відкладених під кутами  $\alpha$  і  $\beta$  приймається залежно від закладення укосу за даними [9].

Об'єм ґрунту в межах круглоциліндричної поверхні ковзання розбивається на призми і розрахунок ведеться так само, як і у разі визначення коефіцієнта запасу стійкості основи споруди.

Після того як розрахований коефіцієнт запасу по першій кривій ковзання з центром обертання  $O_1$ , інші центри обертання відшуковуються наступним чином.



Нижче підосви укосу на глибині, що дорівнює висоті укосу  $H$ , від точки  $A$  (підосва укосу) по горизонталі відкладають відстань  $4,5 H$  і одержують точку  $M$ . З'єднуючи точку  $M$  із центром обертання першої дуги ковзання  $O_1$ , отримують пряму, на якій слід розташовувати всі досліджувані центри обертання (рис. 3.1). Найбільш ймовірне положення центру обертання з найменшим коефіцієнтом запасу стійкості буде на цій прямій в районі положення точки  $O_1$ .

Однак у даний момент цей складний розрахунок щодо визначення положення центру обертання з найменшим коефіцієнтом запасу стійкості може бути виключений. Н. Янбу запропонував графік (рис. 3.2), що дає можливість одразу визначити положення центру обертання найбільш небезпечної кривої ковзання.

Крім того, без великої похибки (близько 10% у бік завищення коефіцієнта запасу), приймаючи  $\cos = 1$ , формула (3.1) може бути записана у більш простому вигляді:

$$K_{\text{зап}} = \frac{\sum M_{\text{уд}}}{\sum M_{\text{вр}}} = \frac{\sum P_i \text{tg } \varphi_i + \sum c_i l_i}{\sum P_i x_i} R, \quad (3.2)$$

де  $R$  – радіус круглоциліндричної дуги ковзання;  $x_i$  – плече від лінії дії центру ваги блоку до центру обертання (рис. 3.1).



Рисунок 3.2 - Диаграмма Ямбу для восстановления координат центра  
наибольш небезпечної кривої ковзання.

### 3.2 Аналітичний розрахунок стійкості схилу насипу

В основі розрахунку за методом круглоциліндричної поверхні ковзання покладено співвідношення утримуючих сил  $M_{rt}$  до моменту сил, що зрушують  $M_s$  (3.3):

$$\gamma_n = \frac{M_{rt}}{M_s}, \quad (3.3)$$

Задача даного розрахунку визначення кінцевого результату, а саме коефіцієнту, який буде визначати стійкість схилу насипу. Коефіцієнт стійкості ( $K$ ) має знаходитись в наступних межах:

- якщо  $K > 1.2$ , схил вважається стійким;
- якщо  $K < 1.2$ , схил вважається нестійким;

Для початку розрахунку стійкості схилу передбачає визначення розмірів насипу. Висота схилу насипу 13,5 м.

Висота схилу насипу визначається за формулою:

$$H_n = H_{бр} - H_{осн}, \quad (3.4)$$

де  $H_{бр}$  – відмітка бровки основної площадки схилу насипу;  $H_{осн}$  – відмітка основи насипу.

Для цього задаються центром обертання  $O$  схилу  $AB$  (мал. 3.3) і проводять слід круглоциліндричної поверхні радіусом  $R$  через точку  $A$ . Призму зрушення  $ABC$  ділять вертикальними лініями на  $n$  відсіків. Підсумовують силу ваги кожного відсіку з його зовнішнім навантаженням і зносять рівнодіючу на поверхню ковзання. Цю силу  $F_i$  для кожного відсіку розкладають на дві складові:  $N_i$ , що діє нормально до заданої поверхні ковзання, і  $T_i$ , дотичну до цієї поверхні. Крім того, враховують зчеплення ґрунту по всій поверхні ковзання і тертя по цій поверхні.

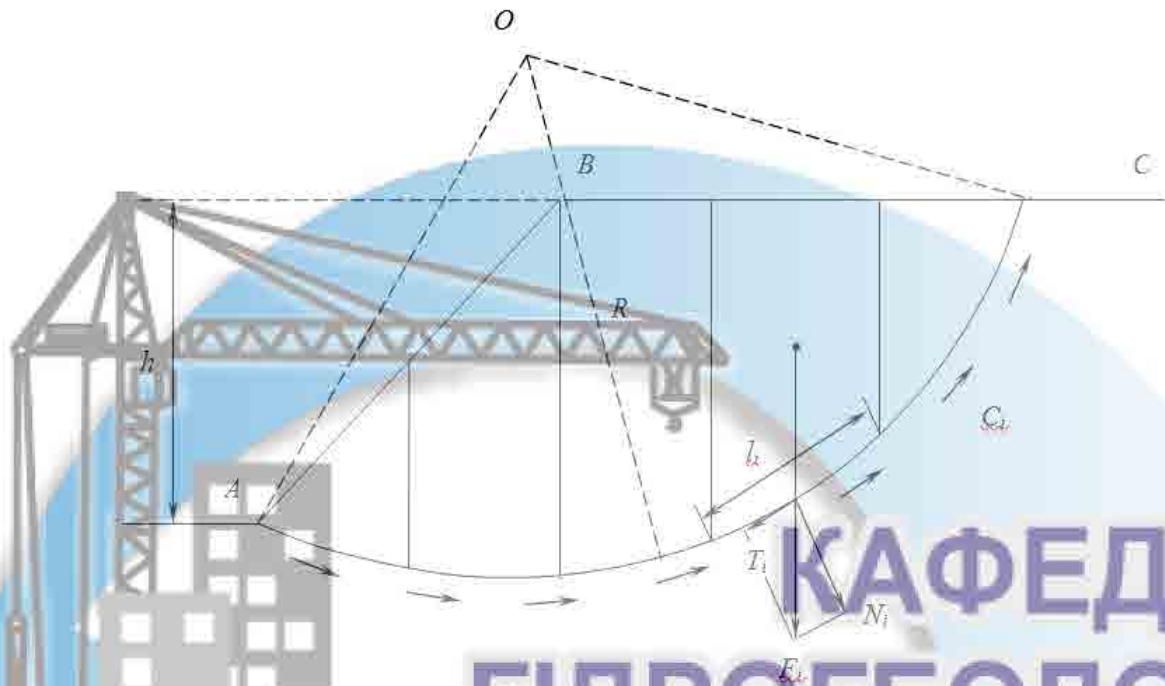


Рисунок 3.3 - Схема до розрахунку схилу за методом круглоциліндричної поверхні ковзання

Розрахунок зводиться до пошуку за формулою (3.6) круглоциліндричної поверхні ковзання з найменшим коефіцієнтом запасу. Розташування центру обертання  $O$  визначається за формулою (3.5), розрахунки наведено в таблиці 3.1. Н. Янбу запропонував графік (рис. 3.2), що дає можливість одразу визначити положення центру обертання найбільш небезпечної кривої ковзання.

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot H \cdot \operatorname{tg} \varphi}{c} \quad (3.5)$$

де  $\gamma$  - питома вага ґрунту, кПа;  $H$  - висота схилу, м;  $\operatorname{tg} \varphi$  - кут внутрішнього тертя, градус;  $c$  - питоме зчеплення, кПа.

За формулою (3.5) розраховуємо значення  $\lambda$ , отримане значення занесено до таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

## Розрахунки для центру обертання

	Насипний ґрунт, Н1	$\lambda$
Кут внутрішнього тертя, $\phi$ , градуси	0.23	<b>1.87</b>
Питома вага, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	18.1	
Питоме зчеплення, $C$ , кН/м <sup>3</sup>	30	
Висота схилу, $H$ , м	13.5	

Таблиця 3.2

Данні схилу за методом круглоциліндричної поверхні

Номер блоку	Площа блоку, $S$ , м <sup>2</sup>	Сила навантаження, $F$ , кН	Нормаль, $N$ , кН	Дотична проти зрушення, $T_t$ , кН	Дотична зрушення, $T_s$ , кН	Довжина дуги блоку, $L$ , м	Кут внутрішнього тертя, $\phi$ , градуси	Питоме зчеплення, $C$ , кН/м <sup>3</sup>
1	8.625	156.11	180	50		4.75	0.23	30
2	28.25	511.3	510	40		5		
3	42.56	770.34	740		190	5.25		
4	50.25	909.53	870		270	5.5		
5	52.69	953.69	780		550	5		
6	33.125	599.56	350		470	10.25		

В таблиці 3.2 приведені значення розрахунку площі кожного блоку круглоциліндричної поверхні ковзання. Для кожного блоку розраховували сили ваги зовнішнього навантаження  $F$ , що у свою чергу розкладається на нормаль  $N$  та дотичну складову  $T$ . Дотична складова у свою чергу

спрямовання за напрямком зрушення  $T_s$ , та проти напрямку руху зрушення схилу  $T_{rt}$ . Також занесенні значення дуги кожного блоку  $l$ .

Таблиця 3.3

## Розрахункові данні схилу насипу

Номер блоку	Добуток нормалі на кут внутрішнього тертя, $N \cdot \varphi$ , кН та градуси	Добуток питомого зчеплення на довжину дуги, $C \cdot l$ , кН та м	Дотична складова, спрямована проти руху зрушення, $T_{rt}$ , кН	Дотична зрушення, $T_s$ , кН	Коефіцієнт стійкості схилу, $k$
1	41.4	142.5	50		1.318513514
2	117.3	150	40		
3	170.2	157.5		190	
4	200.1	165		270	
5	179.4	150		550	
6	80.5	307.5		470	
Сумма $\Sigma$	788.9	1072.5	90	1480	

$$k = \frac{\Sigma N_i \cdot f_i + \Sigma C_i \cdot l_i + \Sigma_j T_{rt}}{\Sigma^j T_s}, \quad (3.6)$$

де  $f_i$ ,  $C_i$  – відповідно коефіцієнт внутрішнього тертя і питоме зчеплення на  $i$ -тій ділянці поверхні ковзання, градуси і кН/м<sup>3</sup>;  $l_i$  – довжина дуги поверхні ковзання на  $i$ -тій ділянці, м;  $N_i$  – нормаль до заданої поверхні ковзання, кН;  $T_{rt}$  – дотична складова, спрямована проти руху призми зрушення, кН;  $T_s$  – дотична складова, спрямована по ходу руху призми зрушення, кН;  $j$  – число відсіків, що приводять до сил, що зрушують.

### 3.3 Оцінка геомеханічної стійкості укосів земляного полотна за даними аналітичних розрахунків

Задля оцінки геомеханічної стійкості укосів земляного полотна виконано аналітичні розрахунки. За формулою (3.5) розраховуємо значення  $\lambda = 1,87$ , отримане значення занесено до таблиці 3.1. За цим значенням ми визначимо координати  $x$  та  $y$  для знаходження центру обертання (т. О) для круглоциліндричної поверхні ковзання, також за розрахунками маємо кут  $\beta = 31^\circ$  (кут між основою та самим схилом).

Розрахувавши значення  $\lambda$ , знайшли координатні значення  $x = 0,65$ ;  $y = 1,6$ . За отриманими значеннями ми знаходимо положення т. О відносно схилу (рис. 3.3). Задавши центром обертання точку О схилу АВ (рис. 3.3) проводимо слід круглоциліндричної поверхні радіусом R через точку А.

Утворену призму зрушення АВС поділимо на 6 блоків. В процесі розрахунків для кожного блоку розраховували площу, силу ваги зовнішнього навантаження, нормаль та дотичні за рухом зрушення та проти зрушення призми, довжину дуги кожного блоку дані занесені до таблиці 3.2.

Для визначення коефіцієнту стійкості схилу методом круглоциліндричної поверхні ковзання використано формулу 3.6. Вихідні данні для розрахунку коефіцієнта стійкості наведені у таблиці 3.2, а результати наведено в таблиці 3.3.

## 4 ОЦІНКА ГЕОМЕХАНІЧНОЇ СТІЙКОСТІ СХИЛІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ МОДЕЛЮВАННЯ

### 4.1 Процедура розрахунку геомеханічної стійкості схилу

Процедура чисельного рішення в методі кінцевих елементів заснована на передумові силової взаємодії між елементами модельованої області тільки у вузлових точках. При цьому умова безперервності середовища задовольняється нерозривністю вузлових зв'язків між елементами [10].

Деформування елементів обумовлене прикладанням з боку сусідніх елементів чи зовнішніх впливів вузлових сил  $F_i, F_j, F_k$ , кожна з яких розкладається на дві складові уздовж координатних осей. Залежність шести компонентів вузлових сил від шести компонентів вузлових переміщень встановлена виходячи з відомого в будівельній механіці принципу можливих переміщень: при нескінченно малому переміщенні вузлових точок робота вузлових сил повинна дорівнювати роботі внутрішніх напружень.

Результатом чисельного рішення є встановлення переміщень вузлів моделі виходячи з заданих вузлових сил, обумовлених зовнішнім навантаженням і власною вагою елементів моделі. За встановленими значеннями переміщень розраховуються осеві і головні деформації і відповідні їм напруження [11].

У скороченій формі рівняння кінцевих елементів може бути представлено у вигляді:

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

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 наступним чином:

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

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

Вектор деформацій визначається з наступного виразу:

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

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

Вектор деформації також визначається складовими:

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

Для завдання плоскої деформації  $\varepsilon_z$  дорівнює нулю, і матриця деформацій має вигляд:

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

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 такою залежністю:

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

де  $E$  – модуль Юнга (модуль пружності);  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона.

Напруження обчислюються в кожній точці сітки кінцевих елементів за допомогою матриці  $[C]$  наступним чином:

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

В результаті перетворення формул (4.7) і (4.8) отримуємо формулу для визначення напружень і деформацій:

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

Врахування граничного стану модельованого масиву гірських порід і реалізація пластичної течії в області позамежних деформацій у чисельній моделі базується на методі початкових напружень, який полягає в наступному.

Чисельне рішення досягається при початково заданих пружних властивостях середовища і постійній матриці жорсткості системи.

В умовах плоскої деформації при напруженнях у середовищі, що не перевищують заданого граничного рівня, зв'язок напружень і деформацій описується законом Гука:

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

де  $\sigma_1$  і  $\sigma_3$  – відповідно найбільше і найменше головні напруження;  $E_n = E / (1 - \nu^2)$ ,  $\nu_n = \nu / (1 - \nu)$  – «плоскі» аналоги відповідно модуля деформації  $E$  і коефіцієнта Пуассона  $\nu$ .

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

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

а в області стискання – критерієм Кулона-Мора:

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

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

При виході деформованого стану елемента середовища на границю зони пружності напруження в елементі контролюються рівняннями стану, що на ділянці поза межних деформацій встановлені щодо головних напружень  $\sigma_1^T$  і  $\sigma_3^T$ :

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

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

Кут  $\beta$  у рівнянні (4.13) визначає закон пластичної течії: при значенні  $\beta$  встановленому для моделі рівним  $\psi$ , течія є асоційованою, що дозволяє врахувати розуцільнення порід в області поза межних деформацій.

Величини головних напружень  $\sigma_1^T$  і  $\sigma_3^T$  представляють собою відповідні досягнутому рівню деформацій теоретичні напруження, до яких прагне чисельне рішення на  $i$ -ому кроці ітераційного процесу.

Крім того, в моделі передбачена можливість дослідження областей розривів, які фіксуються на ділянках деформацій розтягнення за умовою (4.13).

Реалізований в програмному комплексі *Phase2* спільно з методом кінцевих елементів метод зниження параметрів міцності при оцінці запасу стійкості породного масиву забезпечує можливість одночасного визначення положення поверхні ковзання і коефіцієнта стійкості при відсутності будь-яких обмежень щодо геометрії механізму руйнування.

Згідно методу, що використовується, розрахунковий коефіцієнт запасу стійкості знаходиться з відношення максимально можливої міцності ґрунту до мінімального значення, необхідного для забезпечення рівноваги

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

При поданні формули (2.35) у вигляді стандартної умови Кулона-Мора вона набуває вигляду:

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

де  $C$  і  $\varphi$  – вихідні параметри міцності – відповідно питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя;  $\sigma_n$  – фактичне нормальне напруження;  $C_r$  і  $\varphi_r$  – параметри міцності, знижені в ході розрахунку до мінімальних значень, достатніх для підтримки рівноваги.

При цьому в умовах дії порового тиску розрахунок зсувної міцності ґрунту  $\tau_r$  проводиться з використанням критерію міцності Кулона-Мора, поданого у вигляді:

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

де  $u$  – поровий тиск.

Метод зниження міцності за принципом розрахунку схожий з методом Р.Р. Чугаєва, відомим в гідротехнічному будівництві. У розрахунковій схемі прогноз руйнування здійснюється шляхом одночасного зниження обох показників зсувної міцності:

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

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

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

Перевагою використання методу зниження міцності є його єдність з іншими можливостями чисельного моделювання, що дозволяє прийняти до уваги занурену частину укосів при розрахунку стійкості на слабких (стисливих) ґрунтах з урахуванням процесів консолідації основи і його

зміцнення, а також виконувати розрахунок стійкості з урахуванням надлишкового порового тиску, що формує «відпір» в центральній частині укосів і сприяє зниженню їх стійкості.



# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

## 4.2 Розрахункова схематизація і методика розрахунку

Визначення стійкості схилу насипу для побудови моделі виконано для поперечного розрізу залізничного полотна через свердловини 4.2 - 4.6. (рис. 4.1)

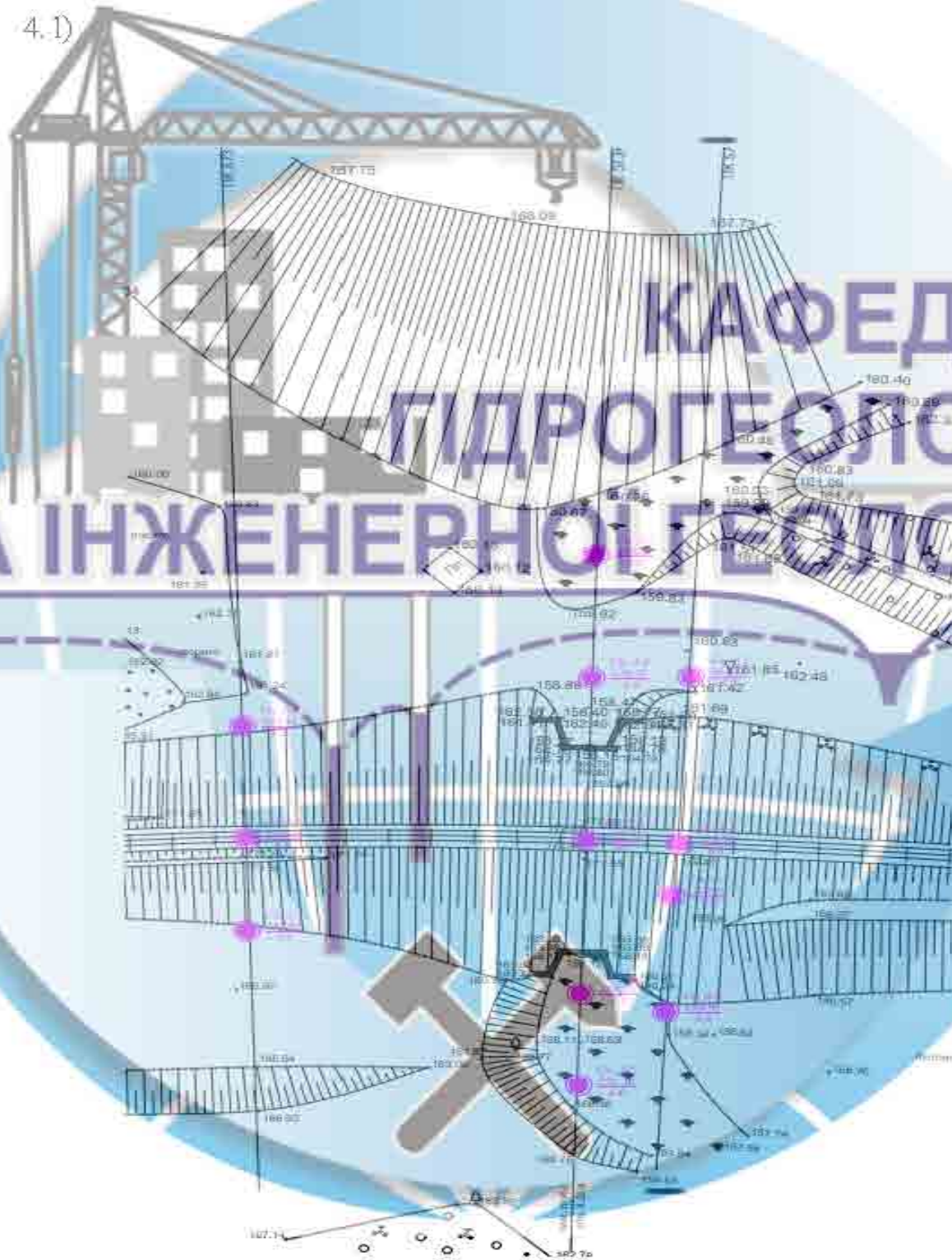


Рисунок 4.1 – Схема розташування схилу на залізничному полотні

# КАФЕДРА ПІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

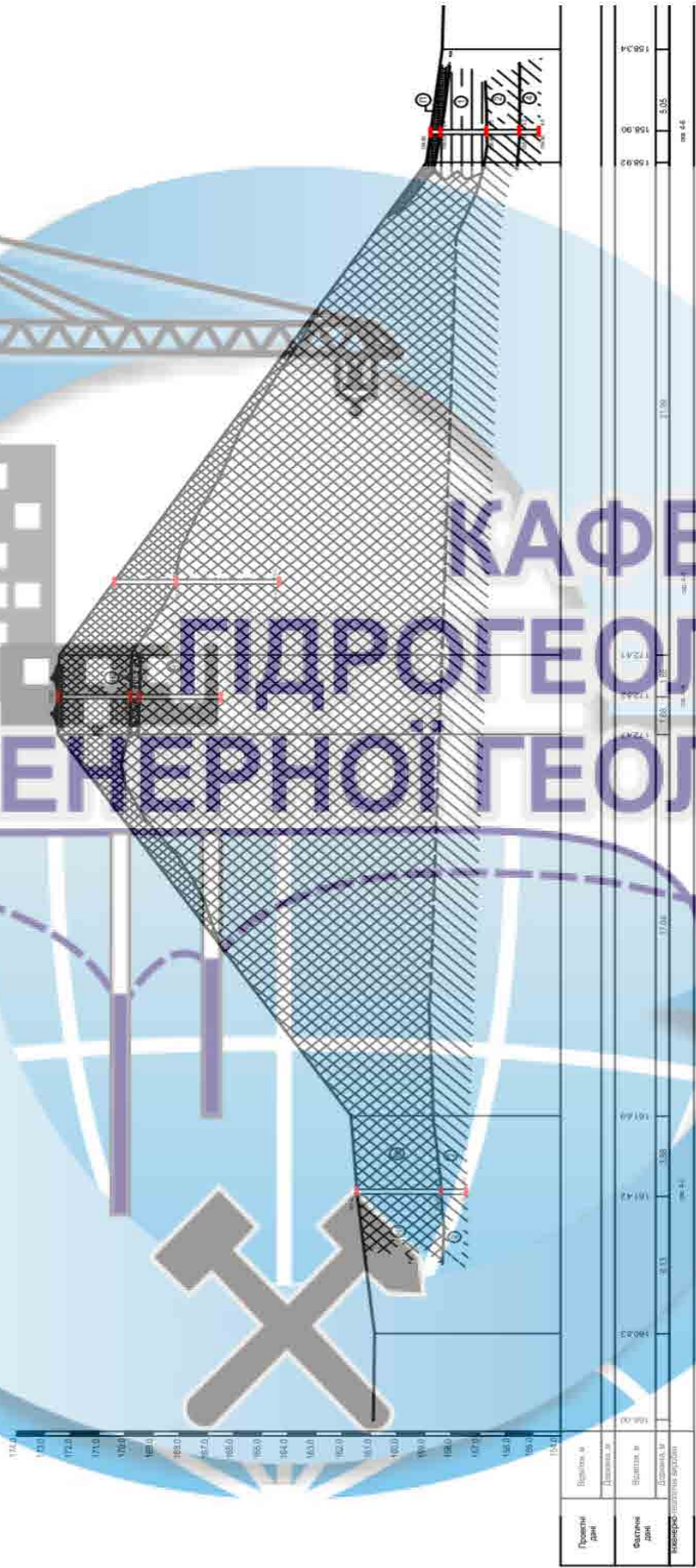


Рисунок 4.2 – Профіль для розрахунку стійкості схилу

Методика розрахунку стійкості породного відвалу передбачала вирішення прямих гідрогеомеханічних задач, які на першому етапі полягали в оцінці напружено-деформованого стану породного відвалу, на другому – оцінці його стійкості в умовах дії основного сполучення навантажень.

Критерієм забезпечення стійкості укосів проектованого породного відвалу було виконання для найнебезпечнішої призми зсуву нерівності:

$$\gamma_{fc} F \leq \frac{1}{\gamma_n} \left( R \frac{\gamma_c}{\gamma_{m(g)}} \right), \quad (4.20)$$

де  $\gamma_n$  –  $\gamma_{fc}$  –  $\gamma_c$  –  $\gamma_{m(g)}$  – коефіцієнти, відповідно, надійності за відповідальністю, сполучення навантажень, умов роботи, надійності за матеріалами або ґрунтами;  $R$  – узагальнене розрахункове значення сил (або їх моментів) граничного опору зсуву по поверхні, що розглядається;  $F$  – узагальнене розрахункове значення активних сил (або моментів цих сил) відносно центра поверхні ковзання.

При пошуку небезпечної поверхні зсуву використана залежність для коефіцієнту стійкості (коефіцієнту запасу стійкості)

$$k_s = \frac{R}{F}, \quad (2.41)$$

звідки умова (4.20) може бути записана як

$$k_s \geq [k_s], \quad (2.42)$$

де  $k_s \geq [k_s]$  – допустиме (нормоване) значення коефіцієнта стійкості:

$$[k_s] = \frac{\gamma_n \cdot \gamma_{fc} \cdot \gamma_{m(g)}}{\gamma_c}. \quad (2.43)$$

Відповідно до класу (підкласу) відповідальності **СС2**, до якого віднесено проектований схил, для періоду експлуатації при основному сполученні навантажень для категорії відповідальності конструкції та її елементів А значення нормованого коефіцієнту надійності згідно з ДБН-В.1.2-14-2018 [12] становить  $\gamma_n = 1,100$  (табл. 4.1).

У відповідності до основного поєднання навантажень ( $\gamma_{fc} = 1,0$ ) під час застосування розрахункових значень властивостей ґрунтів (значення



коефіцієнта надійності за ґрунтами при застосуванні розрахункових значень фізико-механічних характеристик приймається рівним  $\gamma_{m(g)} = 1,0$  і коефіцієнті умов роботи  $\gamma_c = 1,0$ , допустиме нормоване значення коефіцієнта стійкості для основного поєднання навантажень становить  $[k_s] = 1,100$ .

Таблиця 4.1

Значення коефіцієнтів надійності за відповідальністю гідротехнічних споруд для різних класів наслідків (відповідальності) споруд (ДБН-В.1.2-14-2018 [12])

Клас наслідків (відповідальності)	Категорія відповідальності конструкції	Значення $\gamma_n$ , які використовуються в розрахункових ситуаціях				
		усталених		перехідних		аварійних
		перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів	друга група граничних станів	перша група граничних станів
СС3	А	1,250		1,150		
	Б	1,200	1,000	1,000	0,975	1,050
	В	1,150		0,950		
СС2	А	1,100		0,975		
	Б	1,050	0,975	0,950	0,950	0,975
	В	1,000		0,925		
СС1	А	1,000		0,950		
	Б	0,975	0,950	0,925	0,925	0,950
	В	0,950		0,900		

Встановлені за результатами виконаних досліджень значення фізико-механічних і фільтраційних характеристик відвальних порід і ґрунтів основи наведені в таблиці 4.2.

Таблиця 4.2

Розрахункові фізико-механічні та фільтраційні характеристики відвальних порід і ґрунтів основи

Найменування	Питома вага, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформації, $E$ , кПа	Коефіцієнт Пуассона, $\nu$ , дол. ед.	Питоме зчеплення, $C$ , кПа	Кут внутрішнього тертя, $\varphi$ , град	Коефіцієнт фільтрації, $K_f$ , м/с
Порода огорожувальні дамби	18,63	26300	0,30	14,22	30,0	$1,16 \cdot 10^{-6}$
Порода роздільні шари	17,60	18000	0,30	12,70	28,00	$1,16 \cdot 10^{-6}$
Кек - діюче навантаження 0...200 кПа	14,70	9000	0,49	8,20	16,60	$2,91 \cdot 10^{-9}$
Кек - діюче навантаження 200...400 кПа	15,90	18500	0,48	22,20	14,10	$2,44 \cdot 10^{-9}$
Кек - діюче навантаження 400...600 кПа	16,80	25000	0,48	26,20	13,70	$1,97 \cdot 10^{-9}$
Кек - діюче навантаження 600...800 кПа	17,70	25000	0,48	29,70	13,60	$1,50 \cdot 10^{-9}$
Суглинок (ПЕ-2)	19,23	15000	0,35	26,00	22,0	$5,32 \cdot 10^{-7}$
Суглинок (ПЕ-2) водонасичений	20,31	11000	0,35	20,00	16,0	$5,32 \cdot 10^{-7}$

Для визначення коефіцієнту запасу побудовано схил в програмному забезпеченні Phase2. Для побудови використовували відстані між свердловинами та їх потужність (рис. 4.2). При побудові моделі схилу, товща земляного полотна розбивалася на потужності, данні про кожну товщу занесено до таблиці 4.2.

Таблиця 4.3

Розрахункові значення фізико-механічних характеристик насипних ґрунтів

Номер типу елемента	Найменування	Позначення	Питома вага, $\gamma$ , кН/м <sup>3</sup>	Модуль деформації, $E$ , кПа	Коефіцієнт Пуассона, $\nu$ , дол. од.	Питома зчеплення, $C$ , кПа	Кут внутрішнього тертя, $\varphi$ , град
1	H1 (Ht <sub>4</sub> ) Насипний ґрунт		18,1	40	0,3	30	13
2	H2 (Ht <sub>4</sub> ) Насипний ґрунт (баласт)		21	45	0,3	1	40
3	H3 (Ht <sub>4</sub> ) Насипний ґрунт (підготовка)		21	40	0,3	2	38
4	ГЕ-1 (p-d, Q <sub>3-4</sub> ) Балочні відклади		18,1	6,3	0,3	31	13
5	ГЕ-2 (e, p-d, Q <sub>3-4</sub> ) Суглинок з карбонатами		18,3	7,6	0,3	38	15
6	H3 (Ht <sub>4</sub> ) Насипний ґрунт (підготовка)		18,8	6,1	0,3	13	23
7	ГЕ-4 (e-d Q <sub>3-4</sub> ) Суглинок пластичний		19,1	12	0,3	17	15

Завершивши побудову, провівши розрахунки для всіх параметрів схилу, отримано наступне зображення (рис. 4.4). На ньому зображено місця земляного полотна які найбільше зазнають зсувних деформацій. Максимальне значення коефіцієнту запасу стійкості –  $k_s = 1,43$ .

З метою підвищення стійкості укосів ґрунтового насипу в умовах, що розглядаються, доцільно використовувати місцеві контрфорси, протизсувні утримуючі конструкції глибокого закладення, пальові протизсувні конструкції в поєднанні з заанкереним ростверком.



Рисунок 4.3 – Розрахунковий профіль стійкості схилу



Рисунок 4.4 - Максимальні зсувні деформації, коефіцієнт запасу стійкості  $k_s = 1,43$

## ВИСНОВКИ

В кваліфікаційній роботі виконаний аналіз інженерно-геологічних умов ділянки будівництва земляного полотна залізниці у Донецькій області у зв'язку з визначенням деформаційної стійкості ґрунтового насипу та заходів щодо забезпечення стійкості його укосів.

Об'єкт дослідження заходиться на лівому схилі р. Солона біля с. Вишневе Покровського району Донецької області. Об'єкт представляє собою перехід через балку у вигляді залізнично-дорожнього насипу висотою до 14,0 м.

Ділянка будівництва розташована на границі денудаційної височини Волчансько-Берекської рівнини. Вододільна хвиляста рівнина неоднорідна за своєю будовою. Геологічною основою рівнини служить неоген-палеогенові утворення, які вишовнюють східне крило Кальмиус-Торецької котловини. З поверхні рівнина складена четвертинними лесовидними суглинками потужністю до 15 метрів, які повсюдно залягають на червоно-бурих глинах.

Відповідно гідрогеологічного районування ділянка робіт розташована в межах Донецько-Дніпровського району другого порядку, який входить до складу Дніпровсько-Донецького артезіанського басейну. В межах району виділено декілька водоносних горизонтів в відкладах карбону, крейди, і четвертинних відкладах річкових долин.

При оцінці стійкості ґрунтового насипу застосовано аналітичні розрахунки і математичне моделювання в середовищі програмного комплексу Phase2.

За результатами аналітичних розрахунків по методу круглоциліндричних поверхонь ковзання величина коефіцієнту запасу стійкості укосу ґрунтового насипу становить 1,32.

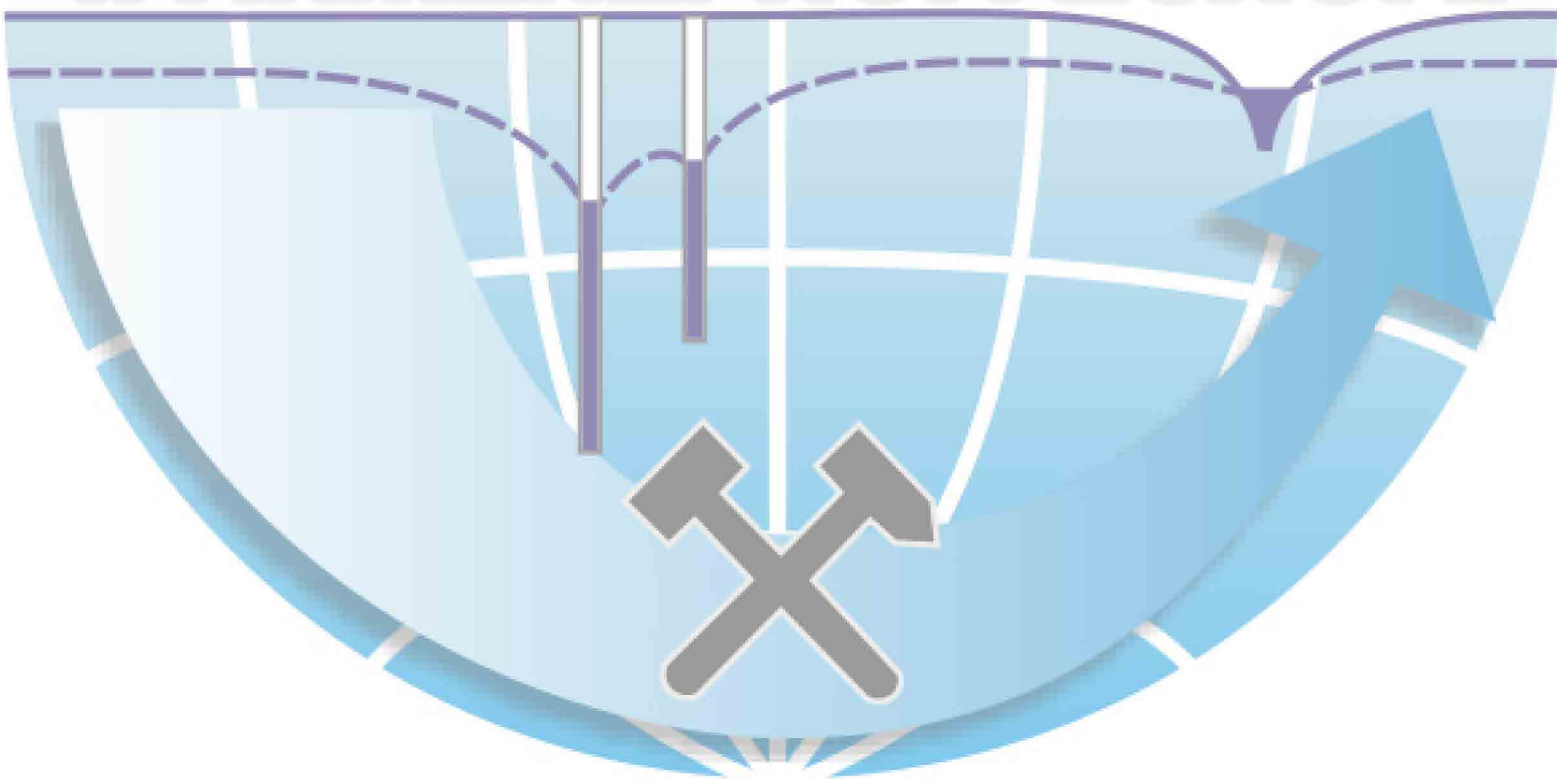
Значення коефіцієнту запасу стійкості укосів ґрунтового насипу, встановлене за результатами математичного моделювання напружено-

деформованого стану в середовищі програмного комплексу Phase2, становить 1,43.

Отримані результати дають підстави вважати, що стійкість укосів ґрунтового насипу буде забезпечена, оскільки отримані величини перевищують нормоване значення коефіцієнта стійкості, рівне 1,10.

З метою підвищення стійкості укосів ґрунтового насипу в умовах, що розглядаються, доцільно використовувати місцеві контрфорси, протизсувні утримуючі конструкції глибокого закладення, пальові протизсувні конструкції в поєднанні з заанкереним ростверком.

# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ



## ПЕРЕЛІК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

- 1 СНіП 2.03.11-85 Захист будівельних конструкцій від корозії
- 2 Габсатарова И.П., Бабкова Е.А. Инструментальны параметри Ново-Дарьевского землетрясения 11 мая 2004 г. с  $M_s=3,8$  (Украина, Луганская область) // Сейсмоо. Бюл. Украины за 2004 год. Севастополь; Изд. НПЦ «ЭКОСИ-Гидрофизика». – 2006. – с.120-126.
- 3 ДБН В.1.1-12-2014 «Будівництво в сейсмічних районах України»
- 4 ДСТУ Б.В.2.1-2-95 (ГОСТ-25100-95) Ґрунти. Класифікація.
- 5 ДСТУ БВ-2.1-96 Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів випробувань.
- 6 ДСТУ Б В.2.1-4-96 (ГОСТ-12248-96) Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності та деформованості.
- 7 ДБН В.2.1-10-2006 Основи та фундаменти будівель та споруд.
- 8 Котов М.Ф. «Механіка ґрунтів в прикладах» 1968. – 271 с. (145-148с.)
- 9 ДБН В.2.2-9-2009 ГРОМАДСЬКІ БУДИНКИ ТА СПОРУДИ
- 10 Гидродинамические и физико-химические свойства горных пород / Н.Н. Веригин, С.В. Васильев, В.С. Саркисян и др. – М.: Недра, 1977. – 271 с.
- 11 Лившиц В.М., Белокопытова Н.А. и др. Методические рекомендации по моделированию на ЭВМ фильтрации подземных вод в слоистых толщах. – Днепропетровск: ДО ИМР, 1987.
- 12 ДБН В.1.2 -14:2018. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. – К.: Мінрегіон, 2018. – 36 с.





# КАФЕДРА ГІДРОГЕОЛОГІЇ ТА ІНЖЕНЕРНОЇ ГЕОЛОГІЇ

ТЕКСТОВІ ДОДАТКИ

## ВІДЗИВ

на кваліфікаційну роботу ступеня бакалавра НТУ «Дніпровська політехніка» спеціальності «Науки про Землю» (освітньо-професійна програма «Геологія»), студента гр. 103-18-2 Лагуткіна Максима Павловича «Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки земляного полотна залізниці у Донецькій області у зв'язку з прогнозом деформаційної стійкості схилів насипу»

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 геомеханічної стійкості штучних ґрунтових масивів в основі лінійних транспортних споруд.

Актуальність. Забезпечення стійкості ґрунтових масивів в основі лінійних споруд вимагає врахування особливостей будови і властивостей структурно неоднорідних товщ, що потребує застосування сучасних методів аналізу і оцінки стану породних масивів. В зв'язку з цим тема кваліфікаційної роботи студента Лагуткіна М.П. є актуальною та сучасною.

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

Новизна. У роботі виконана порівняльна оцінка стійкості штучного ґрунтового масиву в основі лінійної споруди, надана за результатами розрахунків із застосуванням аналітичного методу і методу математичного моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву. При виконанні розрахунків враховані особливості стану та властивостей ґрунтів як природного залягання, та і в умовах їх штучного закладання.

Практичне значення результатів. Представлені в роботі результати розрахунків та виконані оцінки стійкості можуть бути використані для обґрунтування проектів будівництва лінійних споруд, закладених на природно-техногенних масивах.

Ступінь самостійності виконання. Студент Лагуткін М.П. виконав кваліфікаційну роботу самостійно, всі розрахунки виконані особисто автором із застосуванням як аналітичних методів розрахунків, так і спеціального програмного забезпечення для моделювання стану ґрунтових масивів.

Застосування ПЕОМ, реальність, комплексність. При виконанні роботи студентом Лагуткіним М.П. 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 оформлення. Кваліфікаційна робота написана методично грамотно, містить необхідний обсяг табличного та ілюстративного матеріалу, оформлена відповідно до сучасних вимог.

Недоліки. В роботі бажано було б надати оцінку методів розрахунку геомеханічної стійкості з порівняльною оцінкою умов їх застосування та точності.

Комплексна оцінка. Кваліфікаційна робота Лагуткіна М.П. відповідає вимогам до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньо-професійної програми «Геологія» і заслуговує оцінки «відмінно», а її автор Лагуткін М.П. – присвоєння йому 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»), студента гр. 103-18-2 Лагуткіна Максима Павловича «Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки земляного полотна залізниці у Донецькій області у зв'язку з прогнозом деформаційної стійкості схилів насипу»

В кваліфікаційній роботі Лагуткіна М.П. вирішене важливе завдання оцінки деформаційної стійкості ґрунтового насипу на ділянці проєктованого будівництва залізничного полотна у Донецькій області.

При виконанні дослідження автором роботи проведено аналіз і узагальнення даних про геолого-гідрогеологічні та інженерно-геологічні умови досліджуваної території та ділянки будівництва, визначені методи розрахунку стійкості проєктованого ґрунтового насипу.

Достовірність виконаних розрахунків підтверджується збіжністю отриманих результатів як при застосуванні аналітичних залежностей, так і при використанні математичного моделювання напружено-деформованого стану ґрунтового масиву.

Всі розрахунки в роботі проведені із застосуванням загального і спеціального програмного забезпечення та використанням ПЕОМ. Робота написана методично грамотно та належним чином оформлена.

Кваліфікаційна робота відповідає вимогам, що ставляться до рівня вищої освіти за НРК та компетентностям освітньої програми «Геологія». Робота заслуговує оцінки «відмінно», а її автор Лагуткін М.П. – 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)

Лагуткіна Максима Павловича  
(прізвище, ім'я, по батькові)

Назва роботи: «Аналіз інженерно-геологічних умов ділянки земляного полотна залізниці у Донецькій області у зв'язку з прогнозом деформаційної стійкості схилів насипу»

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

Показники звіту подібності

plag.com.ua	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)