

## Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Людмила Скочко<sup>2</sup>, Артур Маламан<sup>3</sup>

Київський національний університет будівництва і архітектури  
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

<sup>1</sup>v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/0000-0002-8261-1846

<sup>2</sup>skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

<sup>3</sup>armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51

**Анотація.** В даній роботі представлено порівняння результатів оцінки стійкості схилу різними методами для визначення доцільності зведення протизсувних споруд та їх параметрів.

В якості об'єкту дослідження було обрано територію будівництва зернового терміналу на зсувному схилі в Одеській області. Нерівна ступінчаста поверхня схилу розбита розломами на блоки. Для забезпечення стійкості схилу планується влаштування каскаду протизсувних споруд – підпірних стін.

В основі проведених розрахунків лежить аналіз напружено-деформованого стану схилу та протизсувних споруд з використанням двох принципово різних методик розрахунків з використанням сучасних програмних комплексів:

- інженерна методика оцінки стійкості схилу (метод граничної рівноваги);

- числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди».

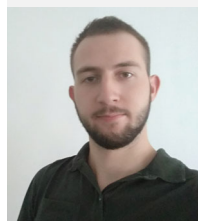
Розрахунки були виконані в межах двох розрахункових перерізів та для різних етапів забудови: 1-й етап – оцінка стійкості схилу в природному стані до початку будівельних робіт; 2-й етап – оцінка стійкості схилу на етапі влаштування підпірної стіни першого ярусу; 3-й етап – оцінка стійкості схилу після влаштування протизсувних споруд другого ярусу; 4-й етап – оцінка стійкості схилу на етапі експлуатації зернового терміналу, тобто з врахуванням влаштування фундаментних конструкцій комплексу та дії проектних навантажень. За результатами розрахунків було визначено коефіцієнти стійкості схилу, проведено аналіз НДС елементів системи «грунтовий масив – проти-



**Віктор Носенко**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Людмила Скочко**  
доцент кафедри  
геотехніки  
к.т.н.



**Артур Маламан**  
магістр кафедри  
геотехніки.

зсувні споруди» та підібрано армування підпірних стін. Показано, що перевагою інженерного методу є простота його використання та також можливість визначити коефіцієнти стійкості. Проте даний метод не дає можливості отримати інформації про стан НДС в конструкціях протизсувних споруд та ґрунтовому масиві. Використання числового моделювання НДС елементів системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» дозволяє оцінити стійкість зсувного схилу та отримати повну інформацію про зусилля і деформації в протизсувних конструкціях на різних етапах.

**Ключові слова.** стійкість схилу, протизсувні споруди, інженерні розрахунки, числове моделювання.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасному будівництві все частіше постає питання будівництва на ділянках з складними інженерно-геологічними умовами. До цієї категорії відноситься будівництво на зсувонебезпечних територіях. Для оцінки можливості будівництва та його рентабельності на таких територіях потрібно виконати оцінку стійкості схилу та розробку протизсувних споруд.

Завдяки сучасній комп'ютерній техніці ми маємо можливість виконати розрахунки за допомогою різних спеціалізованих програмних комплексів і відповідно за різними методиками розрахунків.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах Шанз Т. [1], Кондер Р.Л. [2], Дункан Дж. М. [3], Джанюу Н. [4], висвітлюється питання моделювання напружено-деформованого стану системи «грунти схилу – протизсувні споруди».

## МЕТА РОБОТИ

Метою робіт є оцінка стійкості зсувного схилу та підбір ефективних конструктивних рішень протизсувних конструкцій - підпірних стін (діаметр паль, довжина паль, крок паль, кількості рядів паль, технології влаштування елементів підпірної стіни) для забезпечення стійкості схилу.

## ЗАДАЧІ

- 1) Оцінка стійкості схилу методом граничної рівноваги.
- 2) Оцінка стійкості схилу методом числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтовий масив – протизсувні споруди».
- 3) Порівняння результатів та виявлення переваг і недоліків кожного із методів.

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Інженерні розрахунки з оцінки стійкості схилу виконано у програмному комплексі

GEO5, де в основу розрахунків покладено метод граничної рівноваги.

Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» виконано у ПК «Plaxis», де в основу розрахунків покладено метод скінченних елементів та використано модель нелінійного деформування ґрунтів.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка дослідження розташована на правому схилі долини Сухий лиман, що утворилася в період розвитку регіону в гірлі ріки Дальник. У геоморфологічному відношенні район дослідження приурочений до Причорноморської низовини, являє собою степову водороздільну рівнину з двома генетичними типами рельєфу: первинно-аккумулятивним (степова водороздільна рівнина) і аккумулятивно-ерозійним (сучасні та стародавні). Степова водороздільна рівнина (плато) складена лесовими ґрунтами (суглинками та супісками) товщею до 20м. Поверхня плато долини розчленована яружно-балковою мережею, глибина ерозійного розчленування близько 20-30м. Загальний ухил поверхні плато – у південному, південно-східному напрямку в бік Чорного моря. На корінних ділянках схилів лиману відбуваються ерозійні, абразійні та зсувні процеси. У зв'язку з господарською діяльністю людини схили були сильно перетворені - з підрізанням або підсипанням території. Під час попереднього будівництва у підніжжі схилу організована техногенна тераса, абсолютні позначки поверхні якої становлять 2-3м, позначки на плато становлять 22-25м. В інженерно-геологічній будові плато та схилу беруть участь четвертинні еолово-делювіальні лісоподібні суглинки, які залягають на поверхні верхньопліоценових суглинків та глин та неогенових понтичних вапняків та глин. В нижній частині розрізу на розвідану глибину залягають піщано-глинисті породи меотичного ярусу. На схилі на окремих ділянках поширені зсувні накопичення -

породи, аналогічні тим, що залягає на плато, зміщені в результаті декількох попередніх зсувних циклів. Таким чином схил можна класифікувати як зсувний так як на ньому раніше вже відбувалися зсувні процеси.

Для оцінки стійкості схилу було обрано два принципових перерізи. Для перерізу 1-1 (рис.1) виконані розрахунки стійкості схилу для наступних конструктивних рішень: підпірні стіни влаштовані в 2 яруси, верхній ярус (ПС-1) та нижній ярус (ПС-2) виконані з бурнабивних паль діаметром 1020 мм з

кроком паль у ряду - 1,2 м. Біля підпірної стіни ПС-1 ґрунт розробляється до позн. +8,9. Підпірна стіна влаштовується з позн. +18,5, виконана з бурнабивних паль довжиною 30 м. Для забезпечення стійкості схилу нижче по рельєфу (див. рис. 1) влаштовується ще одна підпірна стіна з бурнабивних паль діаметром 1020 мм. Підпірна стіна влаштовується з позн. +8,9, виконана з бурнабивних паль довжиною 21 м, ґрунт розробляється до позн. +4,0м.

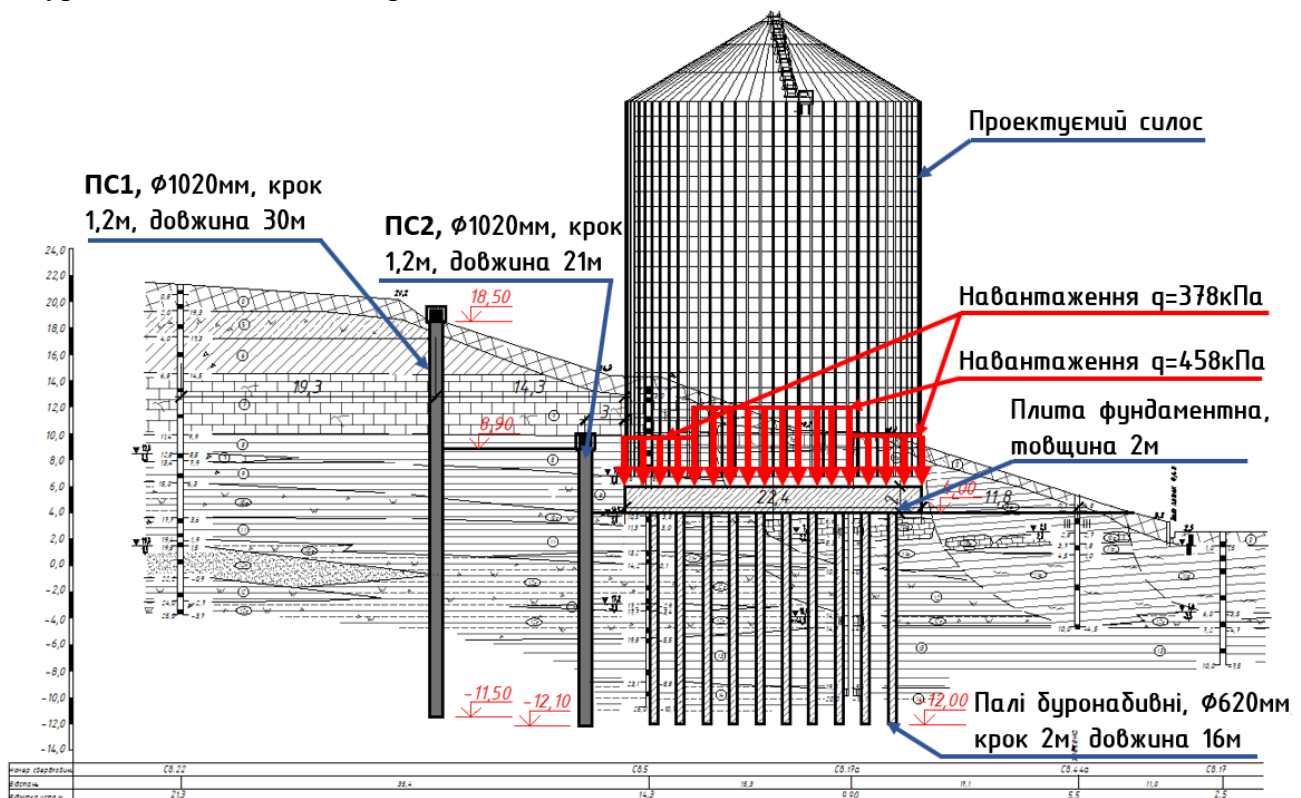


Рис.1. Переріз 1-1.

Fig.1. Cross section 1-1.

В межах перерізу 2-2 (рис.2) передбачають влаштування двох підпірних стіни для зведення норійних веж. Біля підпірної стіни 1 ґрунт розробляється до позн. +9,61. Підпірна стіна влаштовується з позн. +18,0, виконана з бурнабивних паль довжиною 30 м, діаметром 1020 мм. Палі розташовані в 2 ряди, відстань між рядами 1 м. Крок між палями складає 2м.

Для забезпечення стійкості схилу нижче по рельєфу згідно проекту влаштовується ще одна підпірна стіна з бурнабивних паль

діаметром 1020 мм. Підпірна стіна влаштовується з позн. +9,61, виконана з бурнабивних паль довжиною 21 м, діаметром 1020 мм, ґрунт розробляється до позн. +3,85м.

Палі розташовані в 2 ряд, відстань між рядами 1м. Крок паль в ряду складає 2 м.

Зведені фізико-механічні характеристики ґрунтів наведені у таблиці 1.

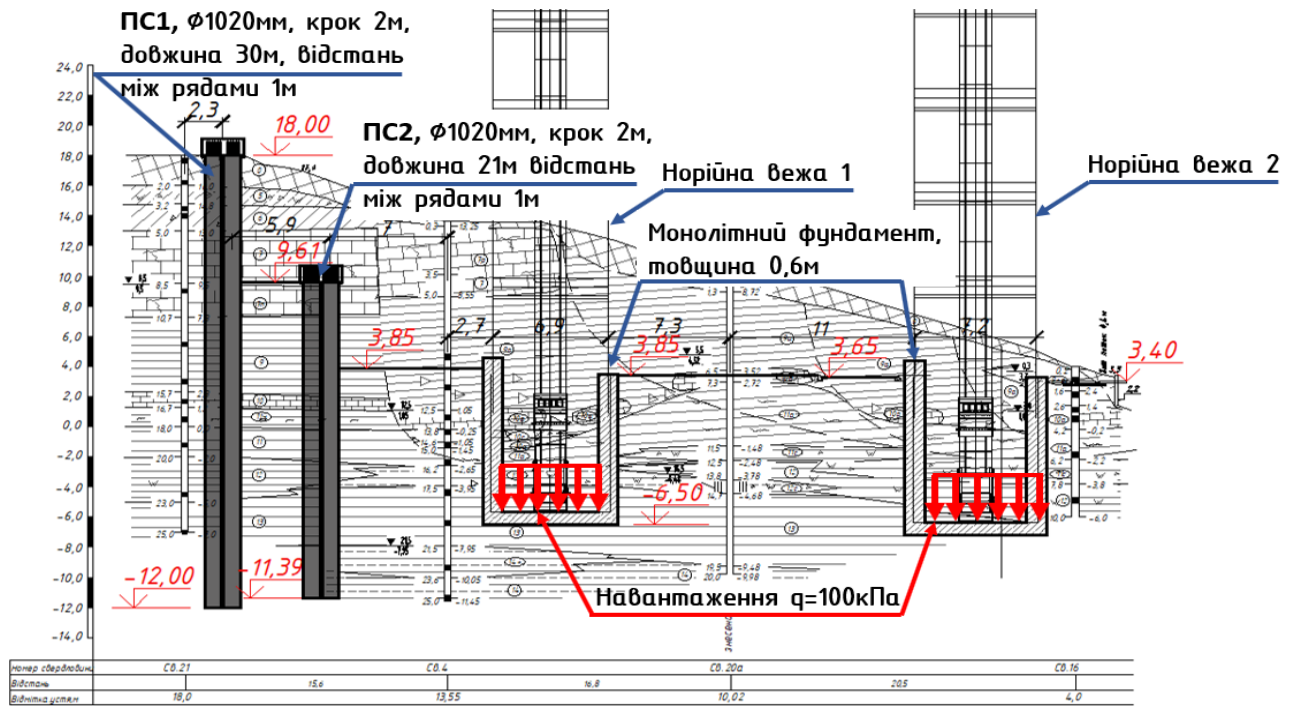


Рис.2. Переріз 2-2.  
Fig.2. Cross section 2-2.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика  
Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site

№ ПГЕ	Найменування ґрунтів	Показники властивостей ґрунту							
		Природна вологість	Вологість на межі текучості	Вологість на межі розкочування	Щільність ґрунту	Коефіцієнт пористості	Кут внутрішнього тертя	Пітоме зчеплення	Модуль деформації
		дол. од.			т/м <sup>3</sup>	дол. од.	град	МПа	МПа
		W	W <sub>L</sub>	W <sub>p</sub>	ρ	e	φ	C	E
0	Насипний шар - глина і суглинок	0,23	0,36	0,22	1,85	0,78	24	0,020	10
5	Суглинок твердий	0,20	0,37	0,22	1,86	0,755	21	0,032	14
6	Глина тверда	0,25	0,48	0,25	1,87	0,832	19	0,050	16
7	Вапняк плитчастий низької міцності	0,19			1,75			0,05*	40*
8	Глина тверда	0,26	0,43	0,22	1,89	0,827	19	0,045	17
8a	Глина напівтверда	0,36	0,61	0,37	1,80	1,070	13	0,032	12
9	Глина напівтверда	0,38	0,70	0,36	1,89	1,008	16	0,050	15*/23
9a	Глина зсувна, напівтверда	0,35	0,71	0,34	1,85	1,007	13	0,030	13*/20
9a*	Глина тугопластична	0,48	0,70	0,34	1,90	1,142	12	0,028	15
10	Вапняк плитчастий низької міцності	0,21			1,85			0,05*	40*
10с	Суглинок карбонатизований, твердий	0,22	0,40	0,23	1,82	0,830	21	0,037	17* / 24
11ч	Глина тверда	0,38	0,65	0,40	1,89	1,008	17	0,050	15* / 25
11	Глина тверда	0,36	0,64	0,38	1,92	0,948	18	0,055	16* / 27
11a	Глина зсувна тверда	0,31	0,58	0,32	1,88	0,916	17	0,042	13* / 21
11с	Глина з прошарк. суглинку, напівтверда	0,25	0,44	0,27	1,91	0,793	20	0,040	16* / 27
12	Глина тверда	0,26	0,51	0,27	1,94	0,786	19	0,055	19* / 28
12с	Суглинок напівтвердий	0,25	0,42	0,28	1,93	0,762	21	0,035	18* / 27
13	Глина тверда	0,23	0,51	0,26	1,95	0,728	19	0,045	20* / 28
13с	Суглинок напівтвердий	0,22	0,40	0,23	1,95	0,708	20	0,035	17* / 25
14	Суглинок напівтвердий, з прошарк. глини	0,22	0,33	0,21	1,91	0,737	19	0,032	16* / 21
15	Суглинок м'якопластичний	0,27	0,30	0,22	1,88	0,725	16	0,014	10

Розрахунки стійкості схилу виконано згідно рекомендацій ДБН В. 1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів [10].

Коефіцієнти запасу стійкості  $K_{st}$  для зсувних схилів визначено для різних етапів забудови:

- до початку будівництва
- в будівельний період
- в період експлуатації

Нормативні коефіцієнти запасу стійкості  $K_{sn}$  для різних етапів забудови згідно вимог ДБН В. 1.1-46:2017 наведено у таблиці 2:

Табл. 2. Коефіцієнти запасу стійкості.  
Table 2. Stability coefficients.

Етапи роботи конструкцій	Розрахункові сполучення навантажень та впливів	
	Основне	Аварійне
до початку будівництва	1,2	1,15
в будівельний період	1,19	1,125
в період експлуатації	1,35	1,3

### ІНЖЕНЕРНІ РОЗРАХУНКИ

Для оцінки стійкості схилу у існуючому стані, впливу будівництва зернового комплексу та його стадії експлуатації на зміну стійкості використано метод граничної рівноваги (метод Шахунянца). Метод Шахунянца заснований на виконанні умови рівноваги сил на окремих блоках. Блоки утворюються в результаті розбиття області над потенційною поверхнею ковзання площинами перетину. Принципова схема блоків і сил відображена на рисунку 3. Для розрахунку граничної рівноваги сил на блоках метод Шахунянца вводить такі передумови:

- поверхні розділяють блоки завжди вертикальні,
- нахил міжблочних сил  $E_i$  дорівнює нулю,
- сили діють в горизонтальному напрямку.

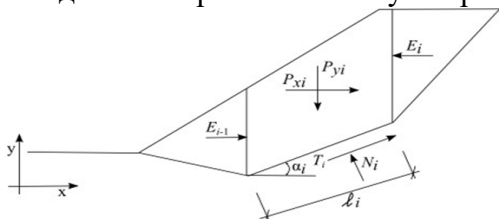


Рис.3. Схема дії сил на блок  
Fig.3. Scheme of forces action on the block

Коефіцієнт стійкості визначається за формулою:

$$K_u = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i + |P_{Qi,ud}|] \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^n P_{Qi,sd} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}} \quad (1)$$

Для розрахунків було використано програмний комплекс GEO5, а саме його модуль «Стійкість схилу», в якому автоматизовано приведений вище математичний апарат і результатом розрахунку є коефіцієнти стійкості схилу по заданих потенційних поверхнях ковзання.

В перерізі 1-1 оцінка стійкості схилу виконана для 5-ти потенційних поверхень ковзання. Згідно даних геологічних вишукувань поверхні 2-5 вже сформовані, а 1 потенційно може виникнути.

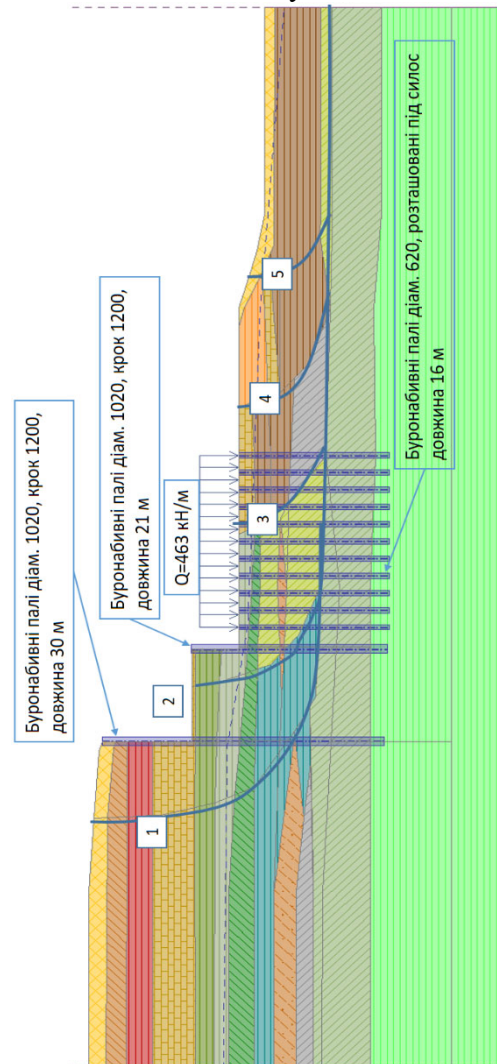


Рис.4. Розрахункова схема перерізу 1-1 в програмному комплексі GEO 5.

Fig.4 Calculation scheme of cross-section 1-1 which made in GEO 5



Табл. 3. Значення розрахункових коефіцієнтів стійкості для перерізу 1-1.  
Table 3. The value of the calculated coefficients of stability for the section 1-1.

№ поверхні	Розрахункові сполучення навантажень та впливів							
	Основне				Аварійне (при сейсмічному навантаженні на рівні проектного землетрусу)			
	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап
	$K_{sn}=1,2$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,35$	$K_{sn}=1,15$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,3$
1	1,14	1,3	1,18	1,8	1,1	1,05	1,02	1,59
2	1,18	1,84	1,93	2,04	1,13	1,35	1,58	1,71
3	1,26	1,29	1,97	1,35	1,12	1,14	1,67	1,30
4	1,31	1,25	1,6	1,62	1,18	1,21	1,42	1,44
5	1,78	1,66	1,7	1,66	1,6	1,51	1,54	1,51

Оцінка стійкості схилу перерізу 2-2 виконана для чотирьох потенційних поверхонь ковзання. Згідно даних геологічних вишукувань ці поверхні вже сформовані.

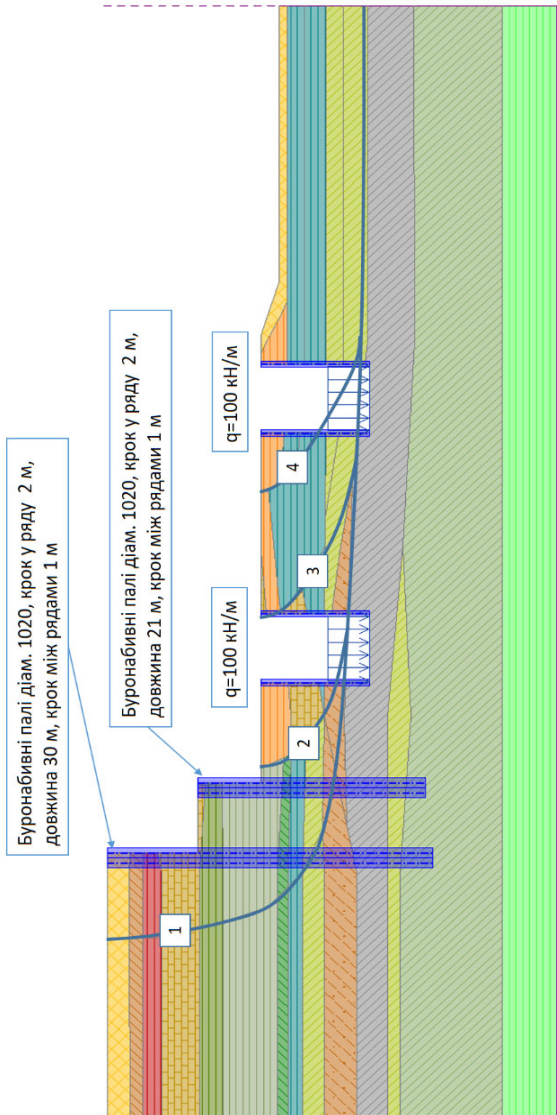


Рис.5. Розрахункова схема перерізу 2-2 в програмному комплексі GEO 5.

Fig.5. Calculation scheme of cross-section 2-2 which made in GEO 5

Табл. 4. Значення розрахункових коефіцієнтів стійкості для перерізу 2-2.  
Table 4. The value of the calculated coefficients of stability for the section 2-2.

№ поверхні	Розрахункові сполучення навантажень та впливів							
	Основне				Аварійне (при сейсмічному навантаженні на рівні проектного землетрусу)			
	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап
	$K_{sn}=1,2$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,35$	$K_{sn}=1,15$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,3$
1	1,17	1,43	1,28	1,37	1,05	1,26	1,15	1,31
2	1,18	1,91	3,81	3,11	1,14	1,61	2,75	2,46
3	1,03	1,26	2,69	2,41	0,92	1,10	2,10	2,01
4	1,09	1,10	2,25	-	0,98	0,98	1,85	-

За результатами розрахунку на прикладі перерізу найбільш небезпечної поверхні ковзання №1 можна побачити, що на 3 етапі будівництва (влаштування 2 підпірної стіни та повна відкопка котловану) для перерізу 1-1 умова стійкості не виконується:  $K_{sn} = 1,18$ , що менше за нормативне значення  $K_{sn} = 1,19$ . Проте на стадії експлуатації споруди (4 етап) умова стійкості виконується як для перерізу 1-1:  $K_{sn} = 1,8$  для 1 поверхні що більше за нормативне значення  $K_{sn} = 1,35$  так і для перерізу 2-2:  $K_{sn} = 1,59$  що свідчить про раціональне влаштування протизсувних споруд.

Даний метод має суттєвий недолік, а саме він не дає змоги отримати дані про напружено-деформований стан в конструкціях (переміщення та зусилля в підпірних стінах), а лише визначає значення коефіцієнта стійкості та орієнтовне значення зсувних сил.

### ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» виконано у програмному комплексі Plaxis. Прийнята у роботі модель деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM) – пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті. Використано традиційний критерій міцності Кулона-Мора, що описує перехід ґрунту у граничний стан.

Вхідні параметри ґрунтів для моделі зі змінними деформативними характеристиками

ками:

$c$  - питоме зчеплення, кПа;

$\varphi$  - кут внутрішнього тертя, град;

$\psi$  - кут дилатансії, град;

$E_{50}$  - модуль деформації отриманий за результатами трьохосних випробувань при половині граничного значення девіатора, МПа;

$E_{oed}$  - модуль деформації отриманий за результатами одометричних випробувань, МПа;

$E_{ur}$  - модуль пружності визначений по гілці розвантаження, МПа;

$m$  - показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень;

$\nu_{ur}$  - коефіцієнт Пуассона для розвантаження-повторного завантаження;

$R_{ref}$  - опорний всебічний тиск, при якому визначені референтні значення модулів деформації, кПа;

$K_0$  - параметр бічного тиску ґрунтів;

$R_f$  - граничний коефіцієнт  $R_f = q_f / q_a$ .

Розрахункові параметри міцності для ґрунтів в основній частині схилу прийняті за даними зсувних випробувань, проведених на зразках непорушеної структури при природній вологості, а для ґрунтів зон потенційних поверхонь ковзання прийняті із характеристики міцності визначені при зсуві методикою «плитка по плитці», тобто питоме зчеплення  $c \approx 0 \dots 2$  кПа, кут внутрішнього тертя  $\varphi \approx 12 \dots 18^\circ$ .

Розрахунки виконано для двох характерних інженерно-геологічних перерізів 1-1 та 2-2 у двовимірній постановці. Змодельовано схил та систему підпірних стін на різних етапах починаючи від природного напружено-деформованого стану з оцінкою стійкості схилу до початку будівництва, далі на різних етапах будівництва та на стадії експлуатації конструкцій зернового терміналу з їх фундаменти та проектним навантаженням з імітацією потенційного зсуву для зусилля в утримуючих конструкціях.

Оцінка стійкості схилу визначається шляхом обчислення «коефіцієнта безпеки». Термін «коефіцієнт безпеки» використано через те, що на основі числового моделювання напружено-деформованого стану

схилу з використанням моделі нелінійно-деформованого ґрунту отримано не співвідношення утримуючих сил до зсувних як у при інженерному розрахунку метод граничної рівноваги (метод Шахунянца), а напруження і деформації у всіх елементах (ґрунтах, протизсувних спорудах) і для імітації можливих зсувів програмно знижуються параметри міцності ґрунтів. Даний метод оцінки стійкості схилів у світовій практиці отримав назву shear reduction method (SRM).

Розрахунок стійкості методом зниження міцності SRM базується на умові міцності Кулона-Мора, яку можна представити наступним виразом:

$$K_{уст} = \frac{\tau_{пред}}{\tau_{действ}} = \frac{\sigma_n \cdot tg\varphi + c}{\tau}, \quad (2)$$

Можна говорити, що це аналог є коефіцієнт стійкості, але виражений через співвідношення заданих вихідних даних параметрів міцності ґрунтів ( $c$ ,  $\varphi$ ), у відповідності до даних інженерно-геологічних вишукувань і відповідного значення опору зсуву до мінімального значення опору зсуву, який необхідний для забезпечення рівноваги.

$$\tau = \frac{\sigma_n \cdot tg\varphi}{K} + \frac{c}{K} \quad (3)$$

де  $K$  – ітераційний коефіцієнт зниження параметрів міцності, який змінюється під час розрахунку. Послідовність розрахунку наступна: початкове значення коефіцієнту зниження міцності  $K=1$ , під час розрахунку  $K$ , як правило, збільшується, при цьому, опір зсуву оцінюються на кожному етапі до початку руйнування (втрата збіжності розв'язку), яка відповідає критерію Кулона-Мора у вигляді:

$$\tau = \sigma_n \cdot tg\varphi_r + c_r, \quad (4)$$

де  $c_r$  и  $\varphi_r$  – параметри міцності, які знижені під час розрахунку до мінімальних значень, які достатні для збереження рівноваги:

$$c_r = \frac{c}{K}$$

$$tg\varphi_r = \frac{tg\varphi}{K} \quad (5)$$

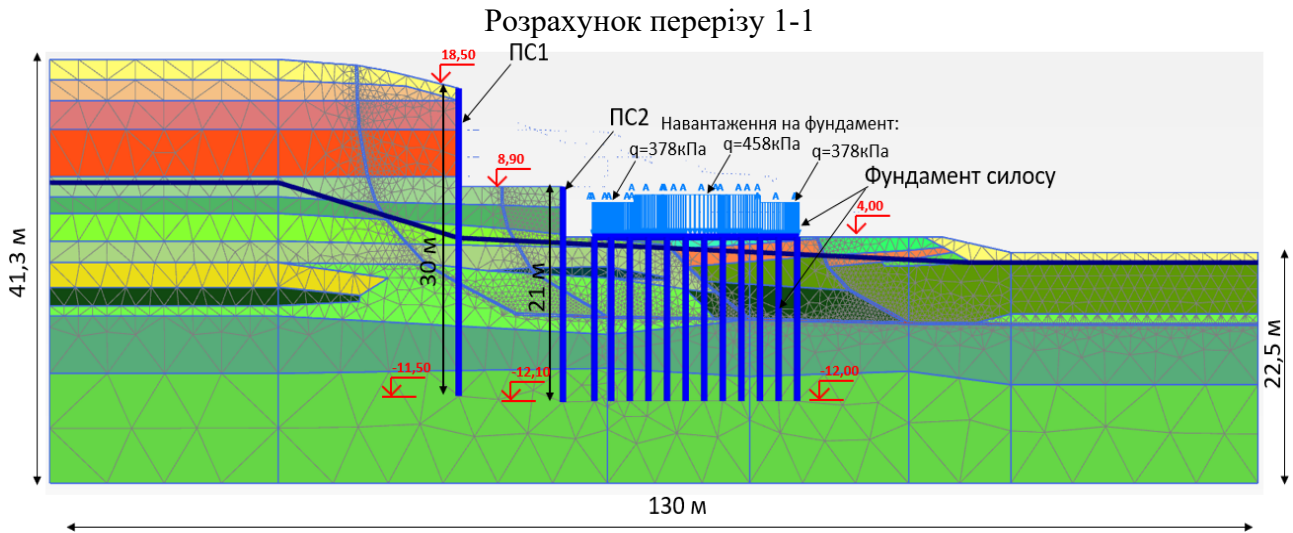


Рис.6. Розрахункова схема перерізу 1-1 в програмному комплексі Plaxis 2D.  
 Fig.6. Calculation scheme of cross-section 1-1, which made in Plaxis 2D

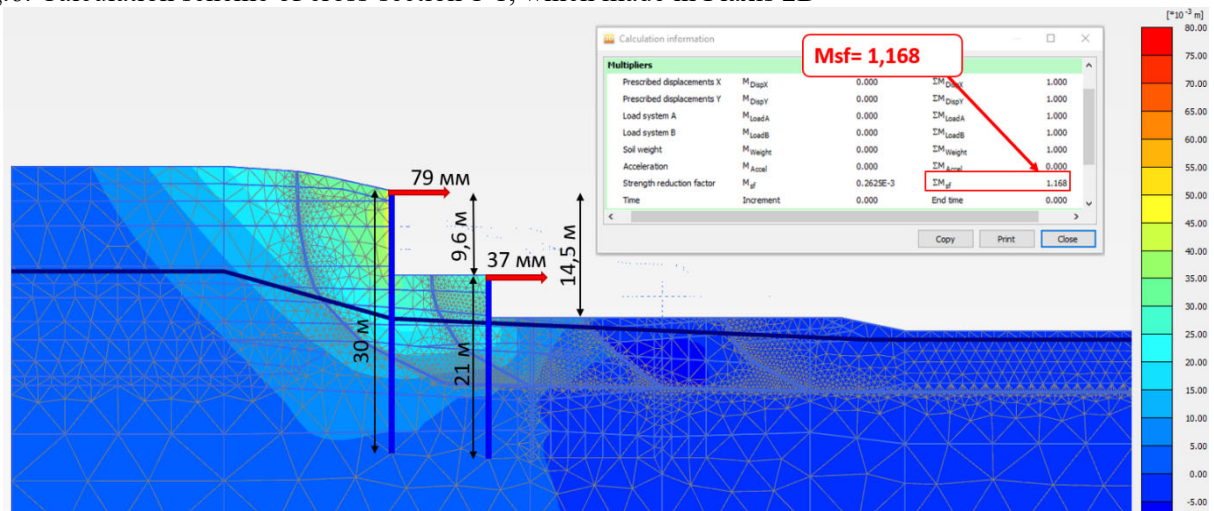
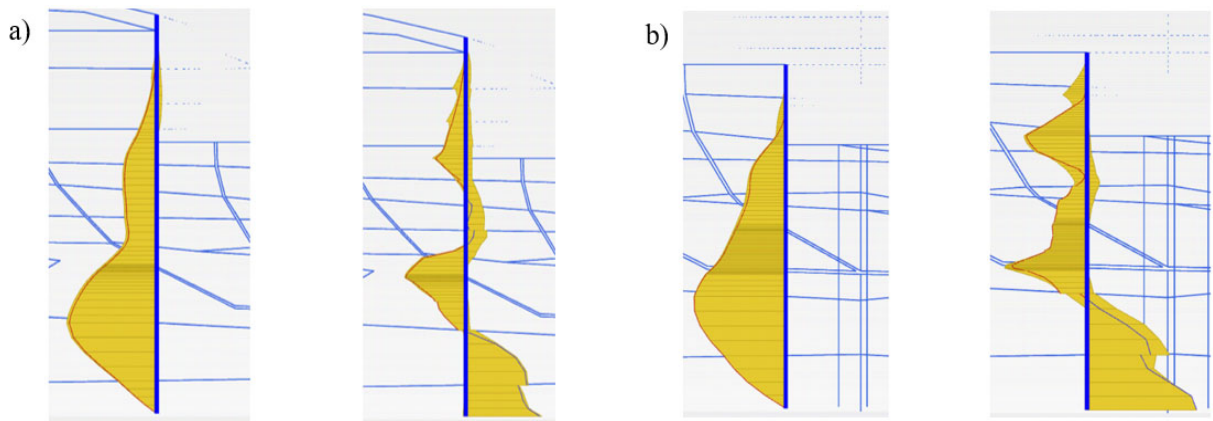


Рис.7. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 1-1.  
 Fig.7. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 1-1.



$M_{\max} = 1415 \cdot 1.2 = 1698 \text{ кНм/палу}$     $Q_{\max} = 315 \cdot 1.2 = 378 \text{ кН/палу}$     $M_{\max} = 1172 \cdot 1.2 = 1406 \text{ кНм/палу}$     $Q_{\max} = 326 \cdot 1.2 = 391 \text{ кНм/палу}$   
 Рис.8. Епюри згинальних моментів та поперечних сил отримані для перерізу 1-1: а) для підпірної стіни РС-1; б) для підпірної стіни РС-2.

Fig.8. Bending moments and shear forces which was taken for cross section 1-1: a) for retaining wall RW-1; b) for retaining wall RW-2



Розрахунок перерізу 2-2

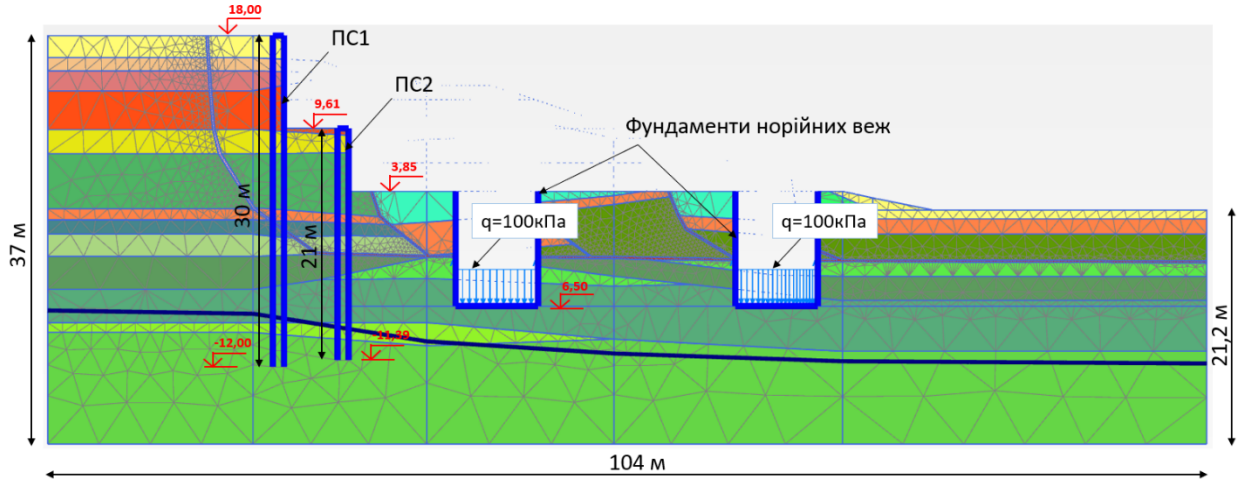


Рис.9. Розрахункова схема перерізу 2-2 в програмному комплексі Plaxis 2D  
 Fig.9. Calculation scheme of cross-section 2-2, which made in Plaxis 2D

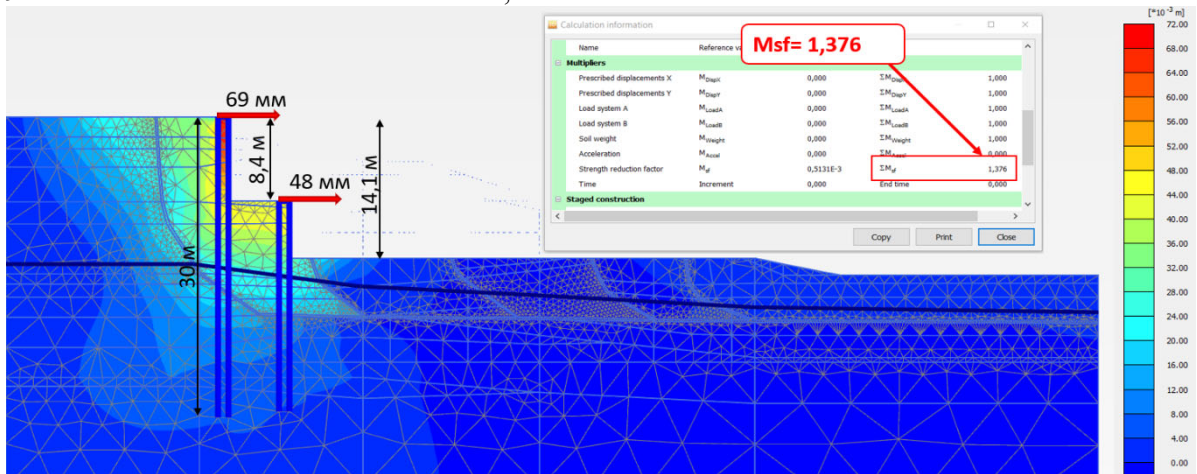


Рис.10. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 2-2  
 Fig.10. . Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 2-2

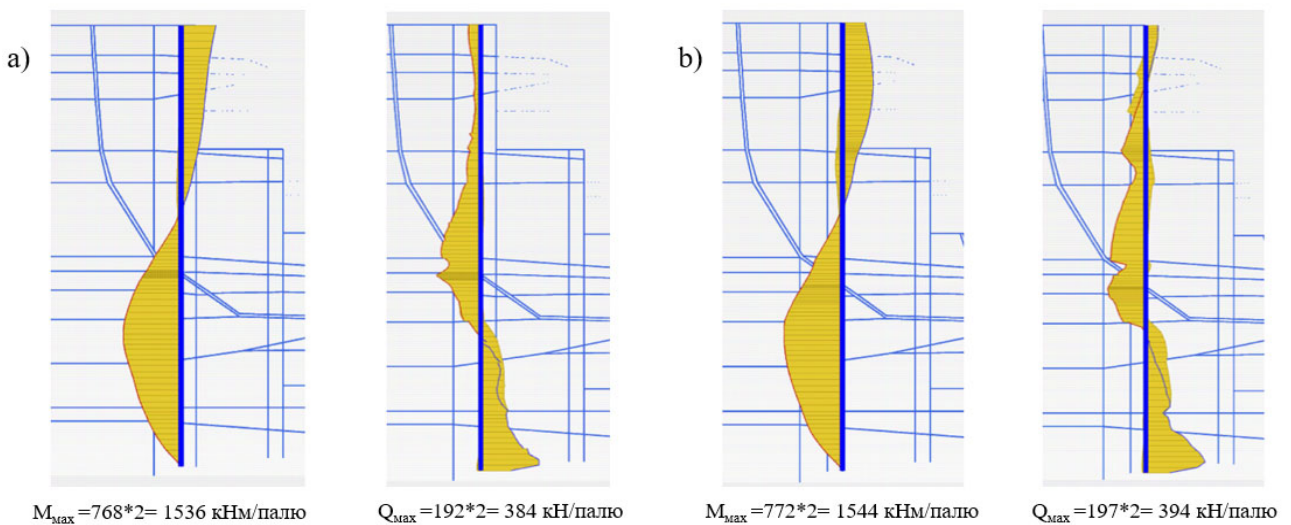


Рис.11. Епюри згинальних моментів та поперечних сил в палях підпійної стіні РС-1, отримані для перерізу 2-2: а) для лівої палі; б) для правої палі  
 Fig.11. Bending moments and shear forces which was taken for piles of retaining wall RW-1 of cross section 2-2: a) for the left pile; b) for the right pile

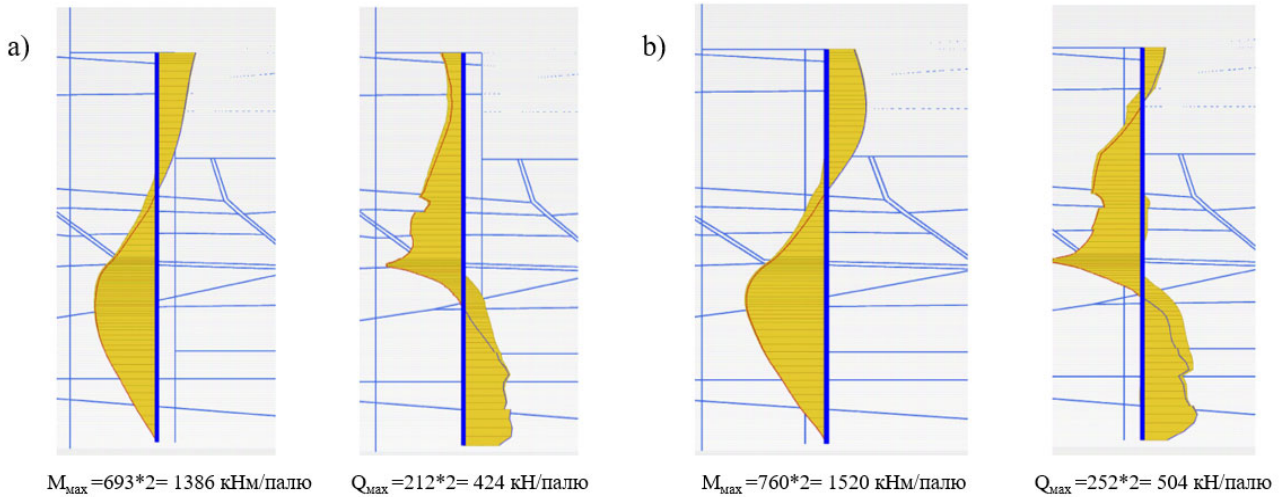


Рис.12. Епюри згинальних моментів та поперечних сил в палях підпірної стіни РС-2, отримані для перерізу 2-2: а) для лівої палі; б) для правої палі  
 Fig.12. Bending moments and shear forces which was taken for piles of retaining wall RW-2 of cross section 2-2: a) for the left pile; b) for the right pile.

За результатами розрахунків встановлено, що коефіцієнт стійкості схилу на 3 етапі будівництва (при влаштування другої підпірної стіни та остаточної розробки котловану) становить:  $M_{sf}=1,168$  для перерізу 1-1, що менше нормативного значення  $M_{sf}=1,19$ ; та  $M_{sf3}=1,376$  для перерізу 2-2, що більше нормативного значення.

Переміщення підпірних стін на 3 етапі будівництва для перерізу 1-1 складають: 79 мм для РС-1 та 37 мм для РС-2. Для перерізу 2-2 переміщення відповідно: 69 мм для РС-1 та 48 мм для РС-2.

Максимальний згинальний момент в РС-1 складає 1698 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 378 кН, для РС-2 складає 1406 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 391 кН. Для перерізу 2-2 максимальний згинальний момент в РС-1 складає 1544 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 394 кН, для РС-2 складає 1536 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 504 кН.

Отже, продемонстровано, що за допомогою числового моделювання можливо не тільки виконати оцінку стійкості схилу, а також і визначити переміщення протизсувних споруд та зусилля в них, тобто даний метод додає інформації в отриманих результатах.

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

Після розрахунків з використанням обох методів: інженерного розрахунку метод граничної рівноваги та числового моделювання НДС системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» виконано порівняння коефіцієнтів стійкості в перерізах 1-1 та 2-2 та співставлення їх з нормативними значеннями коефіцієнтів стійкості для даного зсувного схилу.

Слід зауважити, що коефіцієнти стійкості обчислені інженерним методом взяті для першої поверхні ковзання, що є найбільш небезпечною (див. табл. 3, табл. 4). Згідно з отриманих графіків можна стверджувати, що результати корелюють між собою.

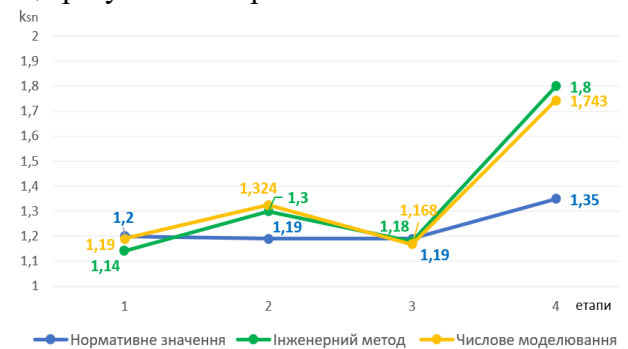


Рис. 13. Коефіцієнти стійкості схилу для перерізу 1-1  
 Fig. 13. Slope stability safety factors for cross section 1-1

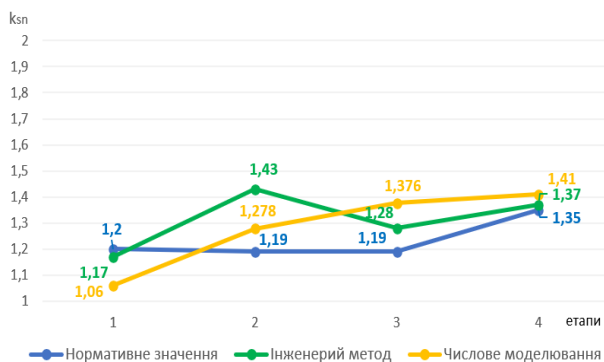


Рис. 14. Коефіцієнти стійкості схилу для перерізу 2-2

Fig. 14. Slope stability safety factors for cross section 2-2

## ВИСНОВКИ

Показано, що перевагою використання інженерного методу для оцінки стійкості схилу (методу граничної рівноваги) є простота його використання, а також можливість визначити коефіцієнти стійкості для всіх етапів будівництва для окремо кожної поверхні ковзання. Проте даний метод не дає можливості отримати інформації про стан НДС в конструкціях протизсувних споруд та ґрунтовому масиві, що безумовно є його недоліком. Дана методика рекомендована для якісної оцінки стійкості схилу.

Продемонстровано, що використання числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» дозволяє оцінити стійкість зсувного схилу, отримати інформацію про зусилля і деформації в протизсувних конструкціях на різних етапах будівництва та експлуатації споруд на схилах та на основі даних моделювання проектувати ефективні протизсувні конструкції. Дана методика рекомендована для остаточної оцінки стійкості та проектування відповідальних протизсувних споруд.

## ЛІТЕРАТУРА

1. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Mitt. Inst. für Geotechnik 45. Universität Stuttgart. Stuttgart, 1998. 152 p.

2. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1963. Vol. 89. Issue 1. pp. 115–144.
3. Duncan J. M., Chang C.-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. № 96 (SM5). pp. 1629–1653.
4. Janbu N. Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. 1973. Casagtande volume. pp. 47–86.
5. Vermeer P.A., Brinkgrive R.B.J. Manual of Plaxis. Rotterdam, 2001.
6. Plaxis 2D 2015. Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherland, 424 p.
7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam. 1999, pp. 281–290.
8. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. 1962. Vol. 269, No. 1339. pp. 500–527.
9. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. К. : Мінрегіонбуд України, 2015.
10. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43 с.

## REFERENCES

1. Schanz T. (1998). Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. [On modeling the mechanical behavior of friction materials]. Mitt. Institute for Geotechnics 45. University of Stuttgart, 152 (in German)
2. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 89. Issue, 115–144.
3. Duncan J. M., Chang C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. № 96 (SM5), 1629–1653.
4. Janbu N. (1973). Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. Casagtande

volume, 47–86.

5. Vermeer P.A., Brinkgrive R.B.J. (2001). Manual of Plaxis. Rotterdam.
6. Plaxis 2D (2015). Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherland, 424.
7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam, 281–290.
8. Rowe P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. *Series A, Mathematical and Physical Sciences. Vol. 269, No. 1339*, 500–527.
9. DSTU-N B B.2.1-31:2014. (2015). Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin [Guidelines for the design of retaining walls]. K.: Ministry of Regional Development of Ukraine (in Ukrainian).
10. DBN V.1.1-46:2017. (2017). Inzhenernyi zakhyst terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennia [Engineering protection of territories, buildings and structures from landslides and landslides. Substantive provisions]. K.: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovokomunalnoho hospodarstva Ukrainy, 47 (in Ukrainian).

### Comparative assessment of the slope stability using different calculation methods

*Viktor Nosenko  
Liudmyla Skochko  
Artur Malaman*

**Summary.** Abstract. Comparison of the results of assessment of the of slope stability to determine the feasibility of construction of retaining structures is presented in this paper

The construction of a grain terminal on a landslide slope in the Odessa region was selected as the object of researching. The building area belongs to the Black Sea basin region and is located on the southwestern slope of the Ukrainian Crystal Shield. The uneven stepped surface of the crystalline basement consists of blocks. Despite the significant irregularities of the crystalline basement, they are reflected in the relief through the sedimentary cover. To ensure of the slope stability, it is planned to install a cascade of retaining structures. There are pile retaining walls.

The calculations are based on the analysis of the stress-strain state of the slope and anti-landslide structures using two fundamentally different methods. These methods of calculation using modern software:

- analytical method for assessing the slope stability (limit equilibrium method);
- assessment of the slope stability by the method of numerical modeling of the stress-strain state of the elements of the system "soil mass - anti-landslide structures".

Calculations were made for two calculated cross-sections and for different stages of construction. There are stages native state, during construction and exploitation. 1st stage is assessment of the slope stability in its natural state, before building beginning. 2nd stage is assessment of the slope stability during the construction of the 1st retaining wall and excavations of the first level of the pit; stage 3 - assessment of slope stability after construction of anti-landslide structures and excavations of the pit. Stage 4 - assessment of the slope stability at the stage of grain terminal exploitation, it is meaning the construction of foundation structures.

According to the results of calculations, the slope stability safety factors were determined, the analysis of SSS elements of the system "soil mass - landslide structures" was carried out and the reinforcement of retaining walls was selected.

**Keywords.** Slope stability, retaining construction, engineering calculations, numerical modeling.