

Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підірних стін складних конфігурацій

Людмила Бондарева¹, Віктор Носенко², Артур Маламан³

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

²v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/0000-0002-8261-1846

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

DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21

Анотація. Представлено порівняння результатів розрахунку огороження котловану з гнучких підірних стін. Розрахунки виконувались методом числового моделювання за допомогою програмного забезпечення ПК «Plaxis», в основу якого покладено метод скінченних елементів. Дана задача була реалізована в об'ємній (3D) та плоскій (2D) постановках задачі, що дає більше можливостей для комплексної оцінки напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи «грунтовий масив – протизсувні споруди» при використанні складних конфігурацій підірних стін.

Розрахунки були виконані в межах трьох розрахункових перерізів для різних етапів будівництва: 1 етап – етап ініціалізації (формування ґрунтового масиву в природному стані), 2 етап – розробка першого ярусу котловану, 3 етап розробка другого ярусу котловану. За результатами розрахунків було проведено аналіз НДС елементів системи «грунтовий масив – протизсувні споруди» та підібрано армування підірних стін. Також було виконано оцінку стійкості схилу на етапі повної розробки котловану.

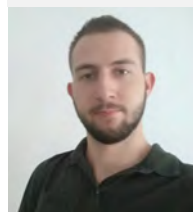
Показано, що перевагою використання плоскої СЕМ для оцінки напружено-деформованого стану в конструкціях протизсувних споруд є значно менша кількість витраченого часу для проведення розрахунків та простота розуміння, проте недоліком даного методу є відсутність можливості врахування просторової жорсткості конструкцій. Продемонстровано, що використання просторової СЕМ дозволяє врахування просторову жорсткість конструкцій, що в подальшому дає змогу більш ефективно запроектувати конструкції підірних стін, проте моделювання з використанням тако-



Людмила Бондарева
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Віктор Носенко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Артур Маламан
аспірант кафедри
геотехніки.

го методу є доволі трудовитратним і потребує значних ресурсів комп'ютерної техніки для проведення розрахунків.

За результатами розрахунків переміщення отримані при розрахунку з використанням 2D моделювання більші на 6-43% ніж з використанням 3D моделювання, згинальні моменти більші на 12-33%.

Ключові слова. протизсувні споруди, числове моделювання, просторова жорсткість, стійкість схилу.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасному будівництві все частіше постає питання будівництва висотних будівель з підземними паркінгами на ділянках з складними інженерно-геологічними умовами. Враховуючи значну глибину котловану, для таких будівель, необхідно влаштовувати комплекс огороження котловану для забезпечення стійкості оточуючих територій, що є важливим технічно складним та економічно дорого вартісним заходом.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах Носенка В.С. [1], С.В. Біди [2], М.Л. Зоценка [3], Кондера Р.Л. [4], Дункана Дж. М. [5], Джанбу Н. [6], висвітлюється питання моделювання напружено деформованого стану системи «грунти схилу – протизсувні споруди».

МЕТА РОБОТИ

Оцінка впливу вибору типу розрахункової моделі системи «грунтовий масив – протизсувні споруди» 2D або 3D на результати моделювання її напружено деформованого стану та підбір ефективних конструктивних рішень протизсувні споруди даних споруд (діаметр, довжина, крок, кількості рядів паль, технологія влаштування елементів підпірної стіни) для забезпечення стійкості схилу та оточуючої забудови.

ЗАДАЧІ

- 1) Оцінка НДС системи «грунтовий масив – підпірні стіни» з використанням числового моделювання у плоскій постановці задачі 2D.
- 2) Оцінка НДС системи «грунтовий масив – підпірні стіни» з використанням числового моделювання в об'ємній постановці задачі 3D.
- 3) Порівняння результатів та виявлення переваг і недоліків кожної із типів постановки.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Числові розрахунки виконано за допомогою програмного комплексу (ПК) «Plaxis», де в основу розрахунків покладено метод скінченних елементів. Для опису поведінки ґрунтового масиву при складній траєкторії навантаження/розвантаження використана математична модель ґрунту, що описує пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною деформаційних параметрів в залежності від рівня напружень у ґрунті. Потенційний зсув і відповідно «коефіцієнт безпеки» змодельовано з використанням алгоритму «Phi-c reduction», який моделює роботу ґрунту при активізації можливих зсувних процесів. Для контролю отриманих результатів розрахунки були виконані в двох постановках: плоскій (версія 2D) та об'ємній (версія 3D).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Моделювання виконано на базі реальних ґрунтових умов та особливостей ділянки зсувонебезпечного схилу Черепанової гори та щільної міської забудови м.Києва (Рис.1)

Майданчик потенційного будівництва має значний ухил та характеризується абсолютними відмітками поверхні в межах 144,10-153,80 м. В межах дослідженої глибини до 54,0 м геологічна будова сформована відкладами четвертинного, неогенового та палеогенового періодів.

Природний рельєф ділянки похований під насипними ґрунтами, серед яких переважають супіски та суглинки. Також в насипних ґрунтах часто зустрічаються включення будівельного та побутового сміття. Потужність насипних ґрунтів в межах ділянки вишукувань становить від 0,4 до 3,6 м. Четвертинні відклади незгідно залягають на розмитій поверхні міоценових глин твердих строкатих, а також міоценових відкладів полтавської світи неогенового періоду, які зустрінуті на глибинах 1,2-6,6 м в межах абсолютних відміток 150,90-141,20 м. Відклади полтавської світи представлені: суглинками твердими, супісками твердими,

пісками мілкими (дрібними) та пілуватими від малого ступеню водонасичення до насичених водою. Під неогеновими відкладами залягає товща відкладів берекської та харківської світ палеогенового періоду.

Відклади берекської світи було розкрито на глибинах 18,8-24,8 м в межах абсолютних відміток 128,50-125,30 м і представлені вони суглинками, супісками та пісками мілкими. Відклади харківської світи було досліджено на глибинах 23,4-30,4 м в межах абсолютних відміток 123,20-120,70 м. Дана світа у розрізі представлена зелено-сірими суглинками, супісками та пісками пілуватими. Під відкладами палеогену залягають еоценові відклади київської світи, які були викриті на глибинах 31,8-40,1 м, що відповідають абсолютним відміткам 113,00-112,30м. Дані відклади представлені

суглинками напівтвердими блакитно-сірими слюдистими та глиною твердою мергельною.

Гідрогеологічні умови ділянки характеризуються наявністю водоносного горизонту з вільною поверхнею на глибинах 13,00-22,50 м, що відповідає абсолютним відміткам від 131,10 до 130,30 м. В окремі періоди року можлива поява тимчасового водоносного горизонту типу “верховодка” в результаті втрат водонесучих мереж чи інтенсивних атмосферних опадів в товщі глинистих ґрунтів вище встановленого рівня підземних вод, що може призвести до суттєвого зниження міцності строкатих глин, які є водоупром для цього типу ґрунтових вод, та появи локальних зсувів у верхній частині схилу.

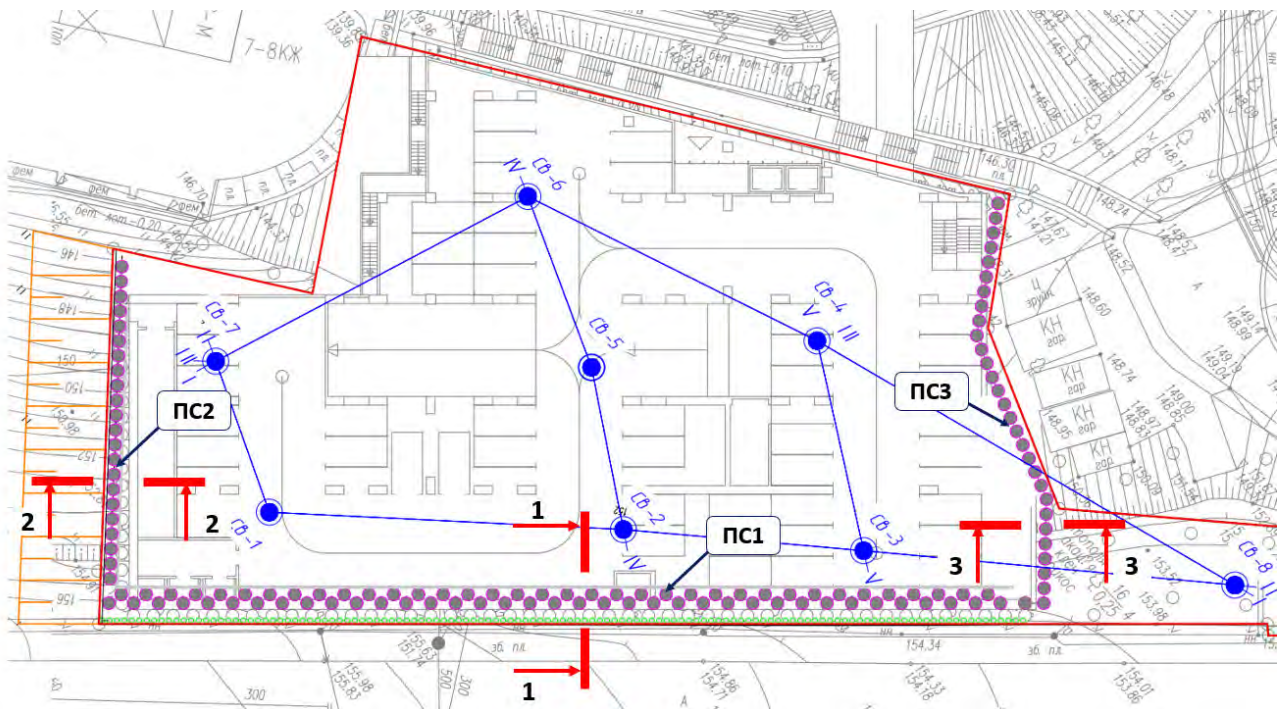


Рис.1. Схема розташування підпірних стін.
Fig.1. The scheme of the location of retaining walls.

На основі даних інженерно-геологічних досліджень, компоновки будівлі, що зводиться, та, відповідно, інтегрованої у неї системи підпірних стін для розрахунку було обрано три принципових розрахункових перерізи (Рис. 1-3).

В межах перерізу 1-1 на основі даних попередніх розрахунків та моделювання

прийнято розташування буронабивних паль для 1 ярусу діаметром паль 420мм з кроком в 0,45м, а для 2 ярусу розташуванням в 2 ряди, відстань між рядами паль 1м, діаметром паль 1020мм, крок паль 2,0м (ПС-1). У верхній частині схилу вздовж підпірної стіни влаштовані паркувальні місця і відповідне навантаження від автомобілів буде

враховуватися. Аналогічно на основі даних попередніх розрахунків та моделювання прийнято для перерізу 2-2 палі, розташовані з кроком 1,2м в один ряд, палі буронабивні діаметром 1020мм (ПС-2). В межах перерізу 3-3 – буронабивні діаметром

1020мм, розташовані в один ряд з кроком 1,2м (ПС-3). За 29,0м від підпірної стіни є існуюча будівля, відповідно, при розрахунку було враховано вплив розробки котловану на будівлю.

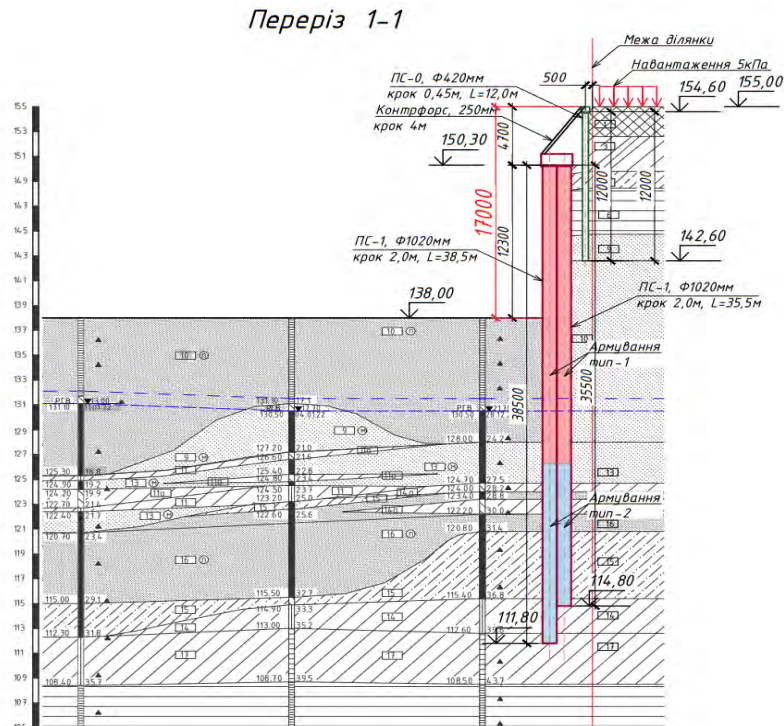


Рис.2. Переріз 1-1.
Fig.2. Cross section 1-1.

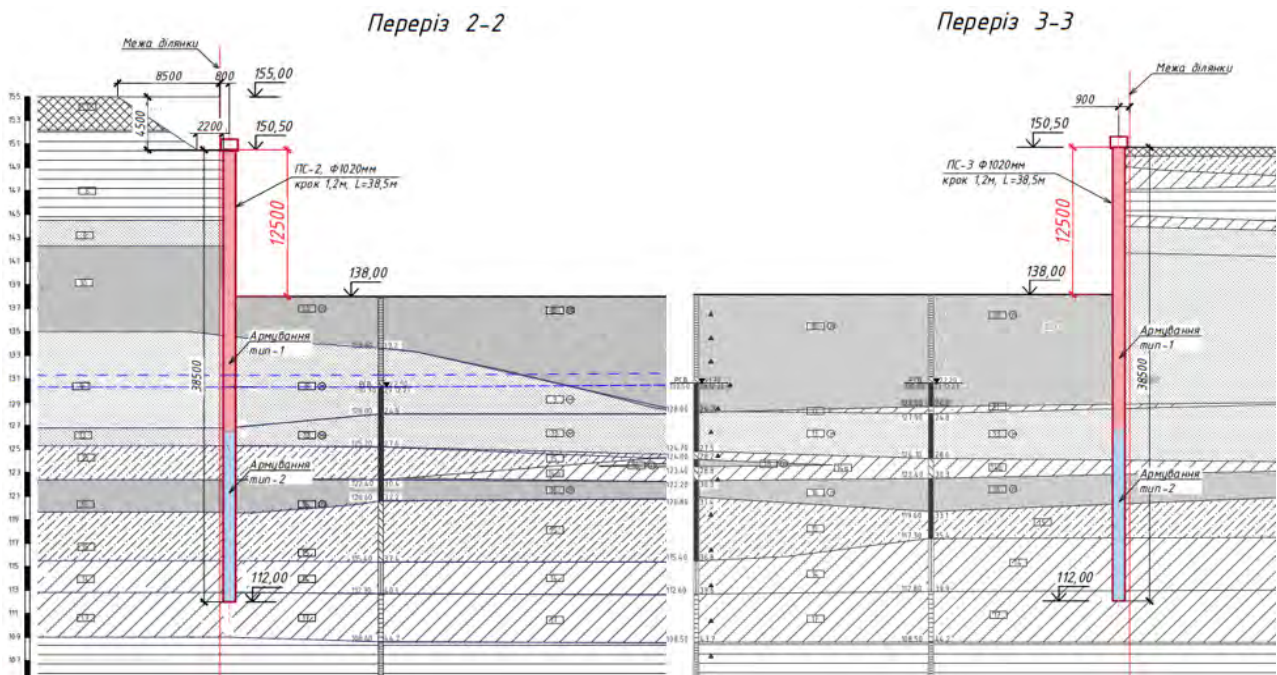


Рис.3. Перерізи 2-2 та 3-3.
Fig.3. Cross sections 2-2 and 3-3.

ЧИСЛОВЕ МОДЕНЮВАННЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ПРОСТОРОВОЇ СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції» 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. В якості критерію міцності використано традиційний критерій міцності Кулона-Мора, що описує перехід ґрунту у граничний стан.

Вхідні параметри ґрунтів:

c - питоме зчеплення, кПа;

φ - кут внутрішнього тертя, град;

ψ - 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;

ν_{ur} - коефіцієнт Пуассона для розвантаження-повторного завантаження;

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

K_0 – параметр бічного тиску ґрунтів;

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

Вхідні розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

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 його отримано шляхом програмного зниження параметрів міцності ґрунтів. Даний метод оцінки стійкості схилів у світовій практиці отримав назву «shear reduction method» (SRM).

Скінчено-елементна модель створена у тривимірній постановці для оцінки впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій (Рис. 4).

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.

Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів								
		Питома вага ґрунту	Питома вага зложеного ґрунту	Модуль деформації за результатами трьохосних випробувань	Модуль деформації за результатами одометричних випробувань	Модуль пружності визначений по гілці розвантаження	Питоме зчеплення	Кут внутрішнього тертя	Показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень	Опорний всебічний тиск
		γ кН/м ³	γ_{sb} кН/м ³	E_{50} кПа	E_{oed} кПа	E_{ur} град	c кПа	φ град	m дол. од.	P_{ref} кПа
1	Насипний шар	16,00	18,67	16	16	48	13	23	0,5	100
2	Супісок твердий	16,25	18,88	25	25	75	20	25	0,5	100
3	Суглинок твердий	18,74	19,88	28	20	98	30	24	0,7	100
6	Глина тверда	20,60	20,60	40	35	160	81	18	0,8	100
9	Пісок дрібний	19,72	20,10	30	30	90	3	10	0,5	150
10	Пісок пилюватий	19,00	20,00	60	60	180	5	35	0,5	150
13	Пісок мілкий	18,50	19,00	30	30	90	1	29	0,5	200
14	Суглинок твердий	18,25	19,52	35	30	120	30	18	0,7	250
15	Супісок пластичний	18,25	19,36	18	18	60	12	16	0,6	250
16	Пісок пилюватий	19,03	19,03	30	30	90	2	28	0,5	250
17	Суглинок твердий	19,13	19,13	28	28	112	75	20	0,7	300
18	Глина тверда	20,01	20,01	46	39	195	120	20	0,8	350

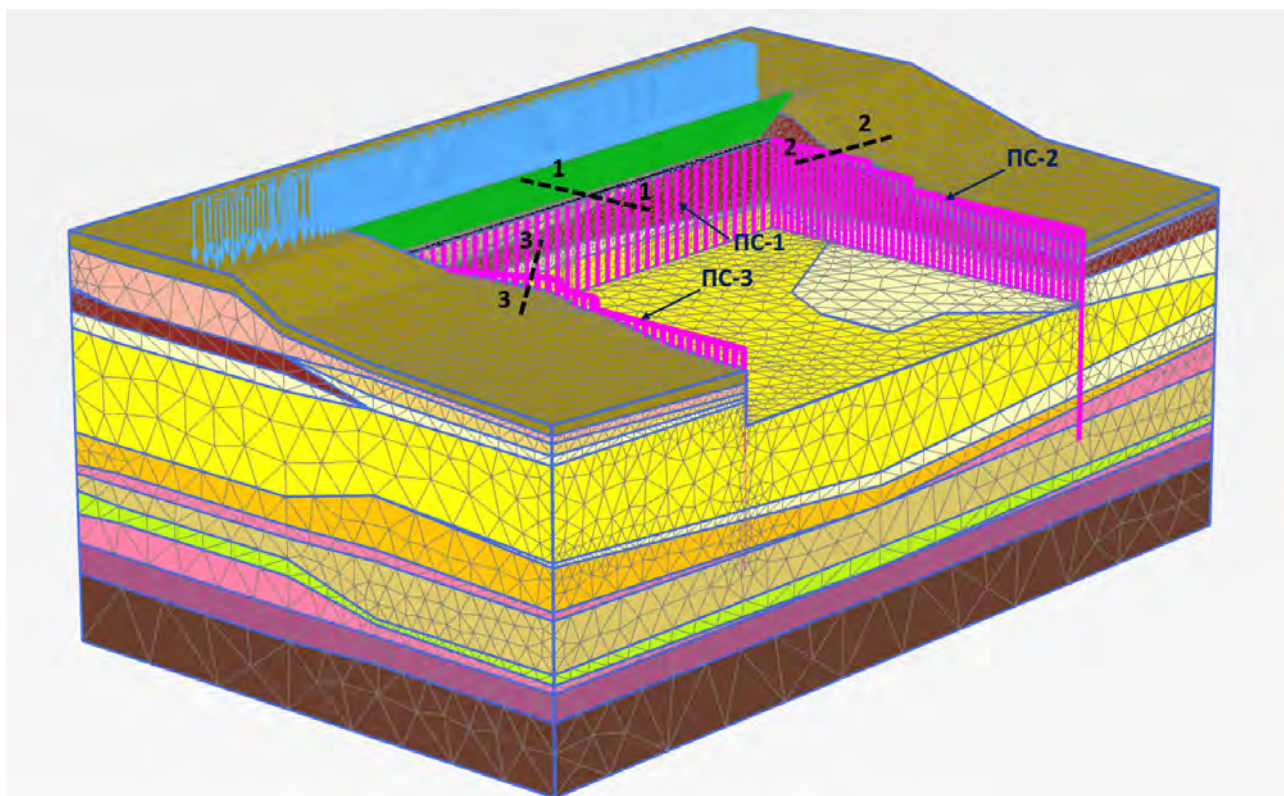


Рис.4. Просторова скінчено-елементна модель в програмному комплексі Plaxis 3D.

Fig.4. Spatial finite element model, which made in Plaxis 3D.

Просторова СЕМ створена на основі даних звіту з інженерно-геологічних вишукувань та дозволяє відтворити основні особливості залягання ґрунтів та конфігурації підпірних стін. Також при створенні розрахункової схеми враховано наявність дороги з її експлуатаційним навантаженням, що розташована впритул до межі будівельної ділянки (Рис. 4).

Результатами моделювання НДС є весь спектр напружень та деформацій у елементах системи «ґрунтовий масив – протизсувні конструкції», в тому числі ізополя переміщень та значення згинальних моментів в підпірних стінах (Рис. 5-6).

Переміщення підпірної стіни ПС-1 складають: 81 мм в центрі (що відповідає розрахунковому перерізу 1-1), та 64 мм і 74 мм ближче до кутів відповідно. Для підпірної стіни ПС-2 переміщення складають 79 мм (що відповідає перерізу 2-2) та 31 мм в палі біля кінця підпірної стіни. Для підпірної стіни ПС-3 переміщення складають 54 мм (що відповідає перерізу 3-3) та 26 мм в палі біля кінця підпірної стіни. Різниця між зна-

ченнями переміщень в центрі ПС-1 та ближче до кутів складають від 2 до 30%. Різниця між значеннями переміщень для ПС-2 і ПС-3 складають 60% для ПС-2 та 52% для ПС-3 відповідно. Ізополя переміщень наведені на рисунку 5.

Також було отримано значення згинальних моментів. Згинальні моменти в палях підпірної стіни ПС-1 складають: 1495 кНм в центрі (що відповідає розрахунковому перерізу 1-1), та 1246 кНм і 1391 кНм ближче до кутів відповідно. В палях підпірної стіни ПС-2 згинальні моменти складають 1232 кНм (що відповідає перерізу 2-2) та 640 кНм в палі біля кінця підпірної стіни. В палях підпірної стіни ПС-2 згинальні моменти складають 1039 кНм (що відповідає перерізу 3-3) та 597 кНм в палі біля кінця підпірної стіни. Різниця між значеннями згинальних моментів в центрі ПС-1 та ближче до кутів складають від 7 до 16%. Різниця між значеннями згинальних моментів для ПС-2 і ПС-3 складають 48% для ПС-2 та 42% для ПС-3 відповідно. Значення згинальних моментів наведені на рисунку 6.

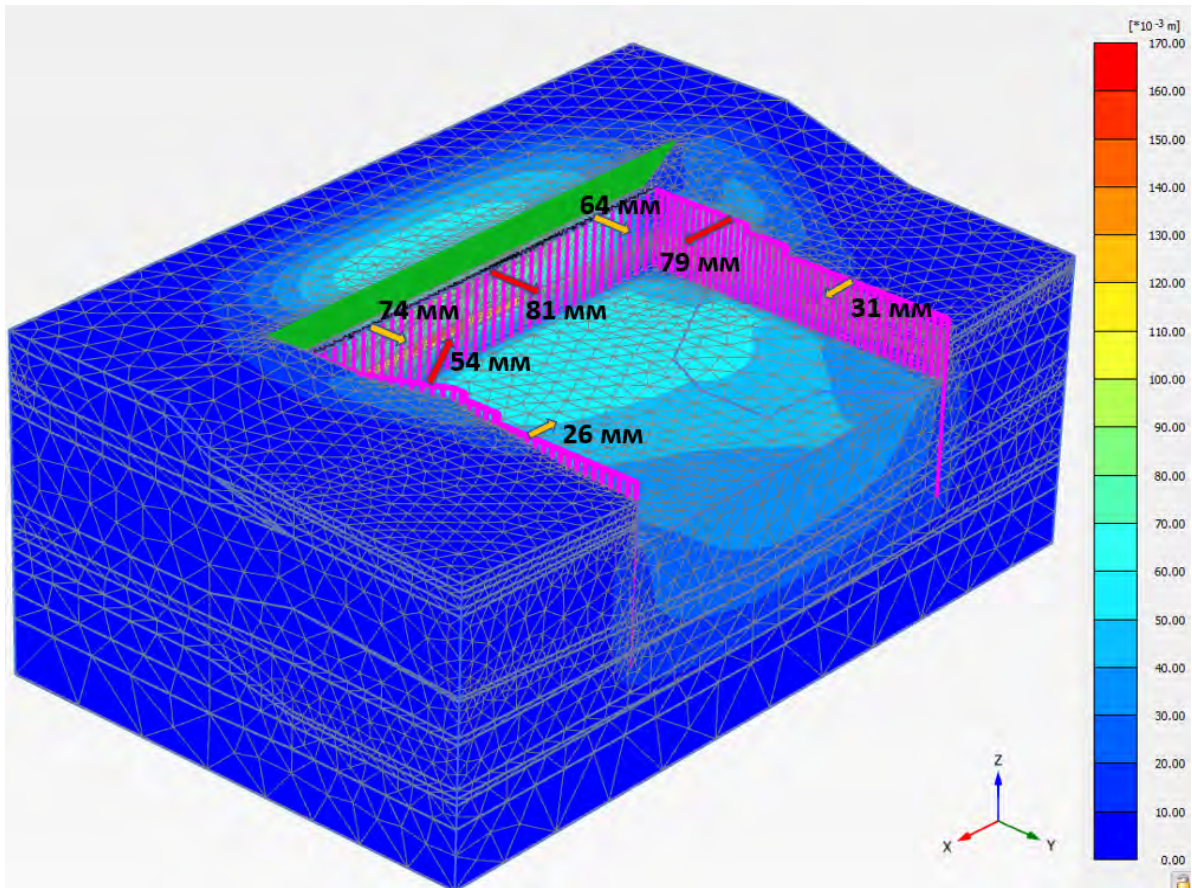


Рис.5. Горизонтальні переміщення підірних стін.
Fig.5. Horizontal displacements of retaining walls.

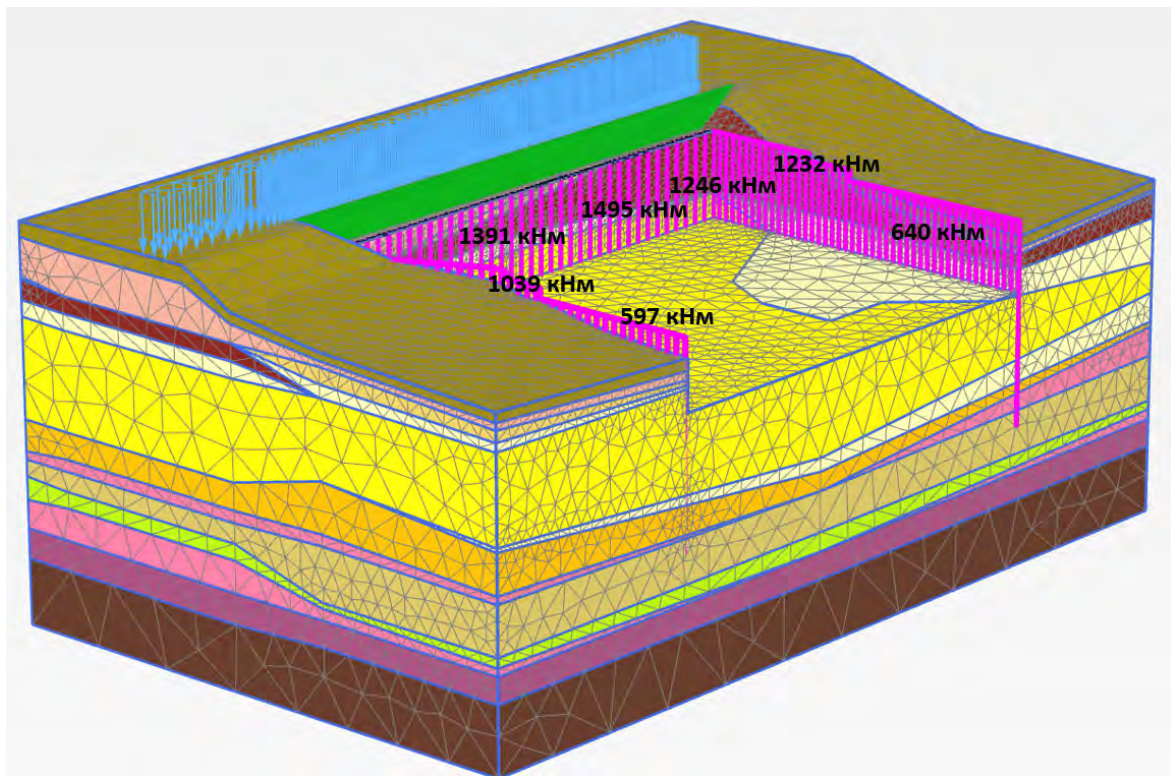


Рис.6. Значення згинальних моментів, що виникають в підірних стінах.
Fig.6. Value of bending moments in retaining walls.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ З ВИКОРИСТАННЯМ ПЛОСКОЇ СКИНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНОЇ МОДЕЛІ

Розрахунок в плоскій постановці (2D) задачі проводиться шляхом моделювання всіх трьох розрахункових перерізів. Модель

деформування ґрунтів аналогічна тій, що використовувалася для розрахунку просторової задачі. Розрахункові перерізи створені на основі даних інженерно-геологічного звіту (Рис. 7-13).

Розрахунок перерізу 1-1

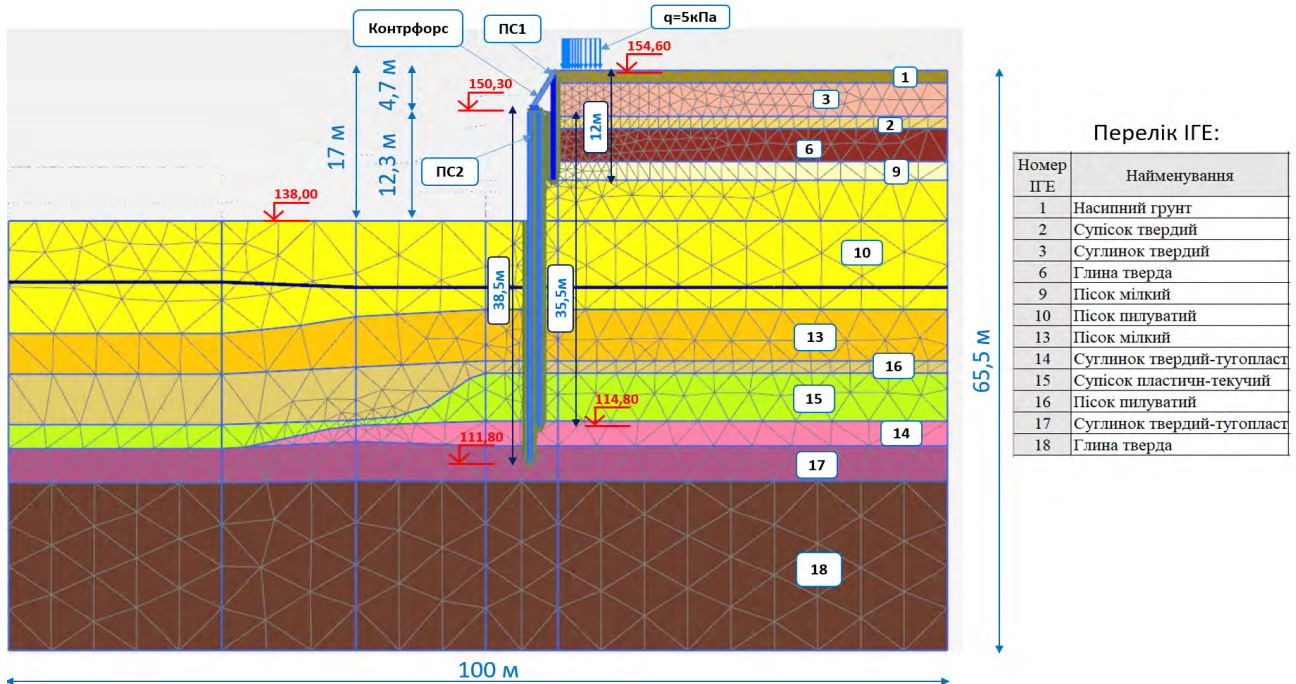


Рис.7. Розрахункова схема перерізу 1-1 в програмному комплексі Plaxis 2D.
Fig.7. Calculation scheme of cross-section 1-1, which made in Plaxis 2D

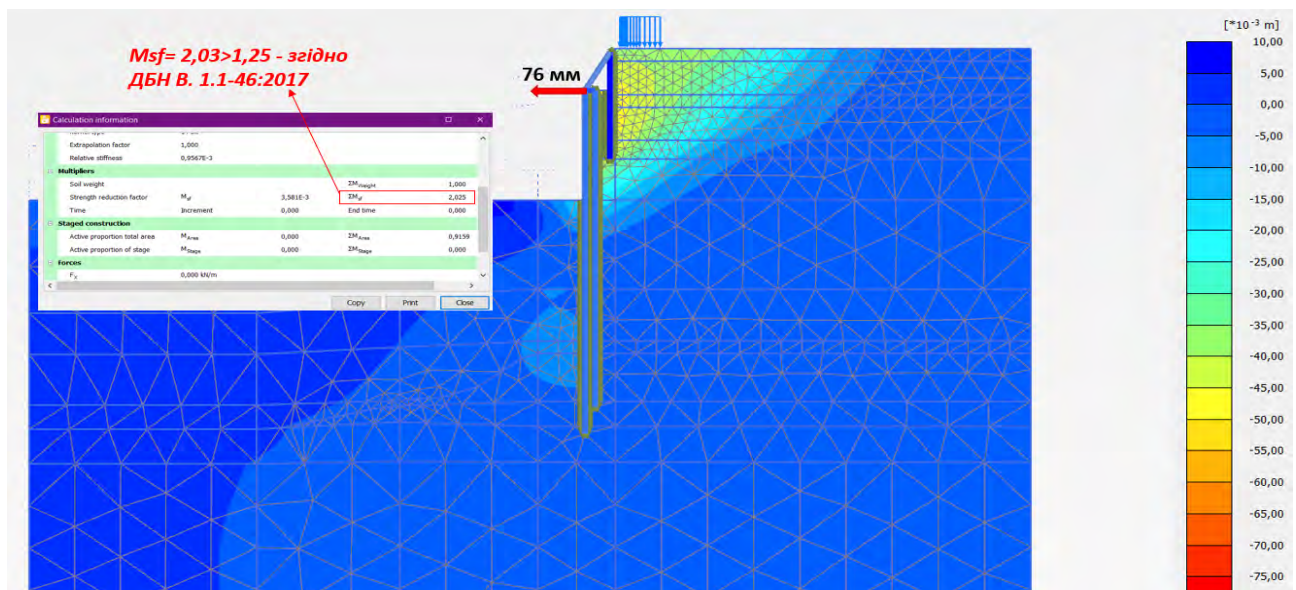


Рис.8. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 1-1
Fig.8. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 1-1

Розрахунок перерізу 2-2

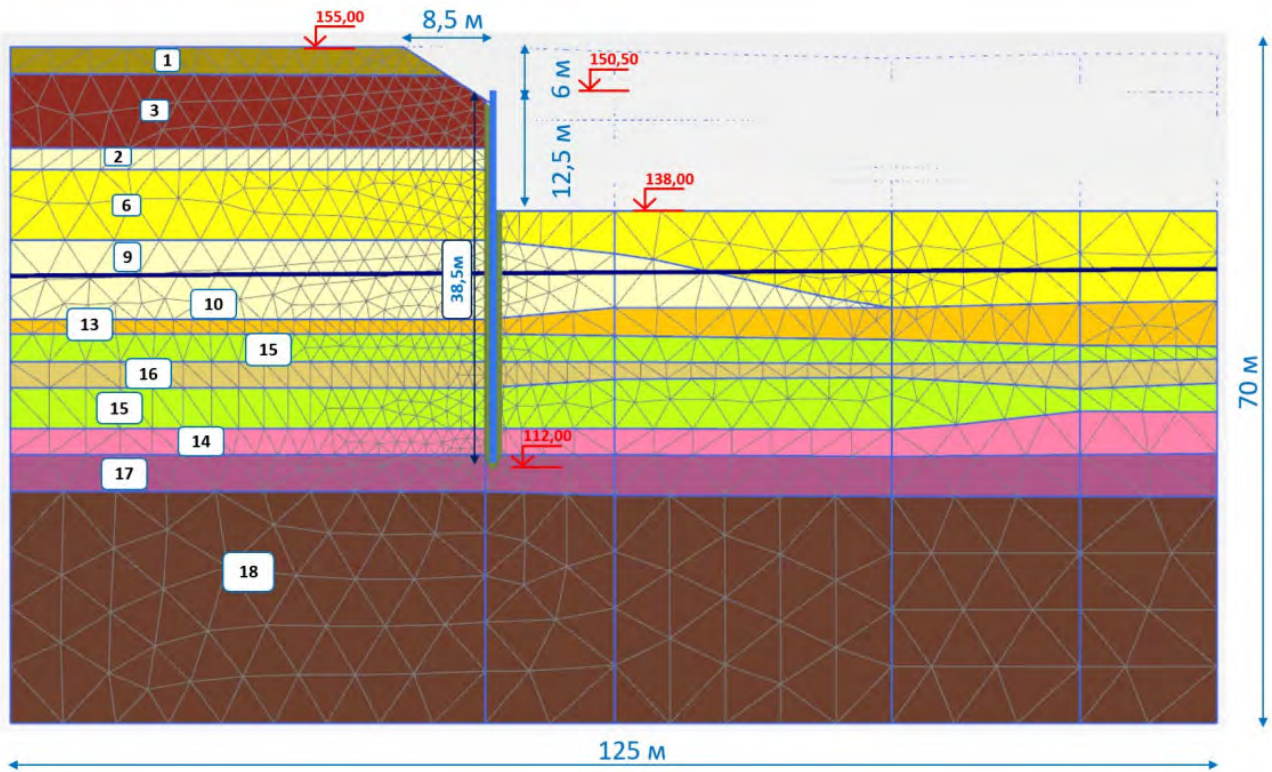


Рис.9. Розрахункова схема перерізу 2-2 в програмному комплексі Plaxis 2D.
Fig.9. Calculation scheme of cross-section 2-2, which made in Plaxis 2D.

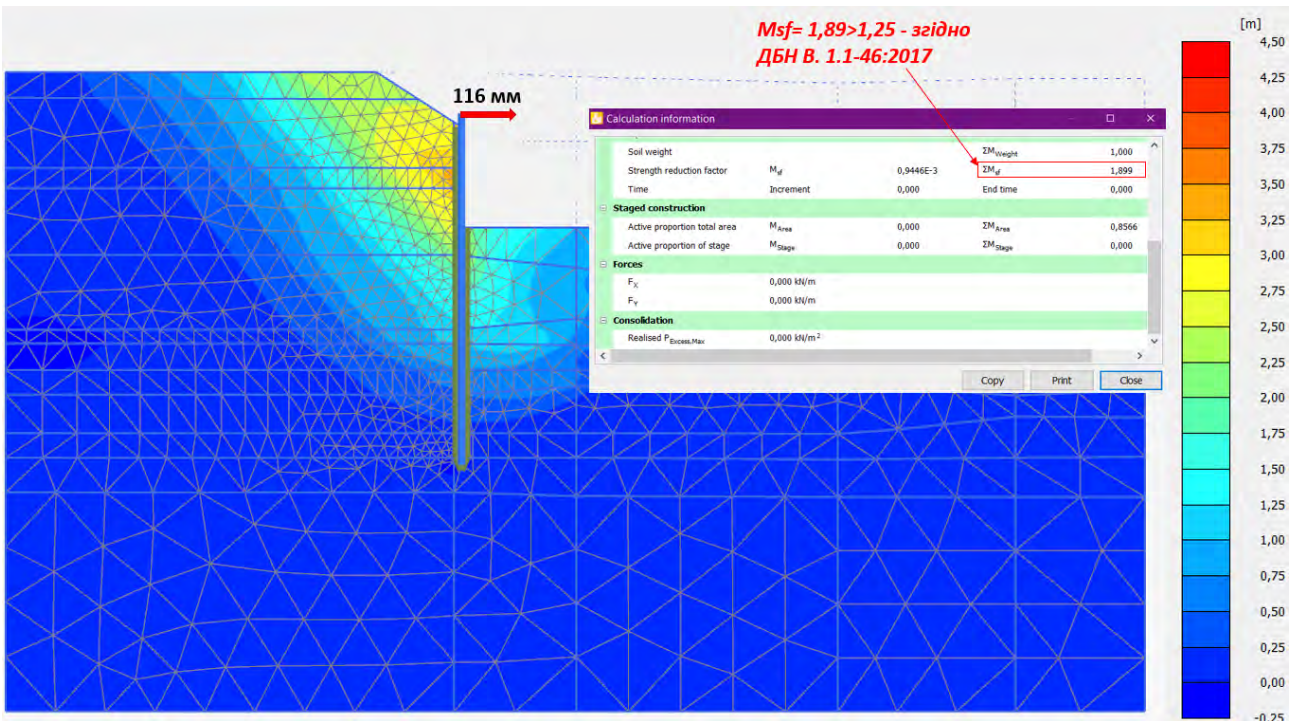


Рис.10. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 2-2.
Fig.10. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 2-2.

Розрахунок перерізу 3-3

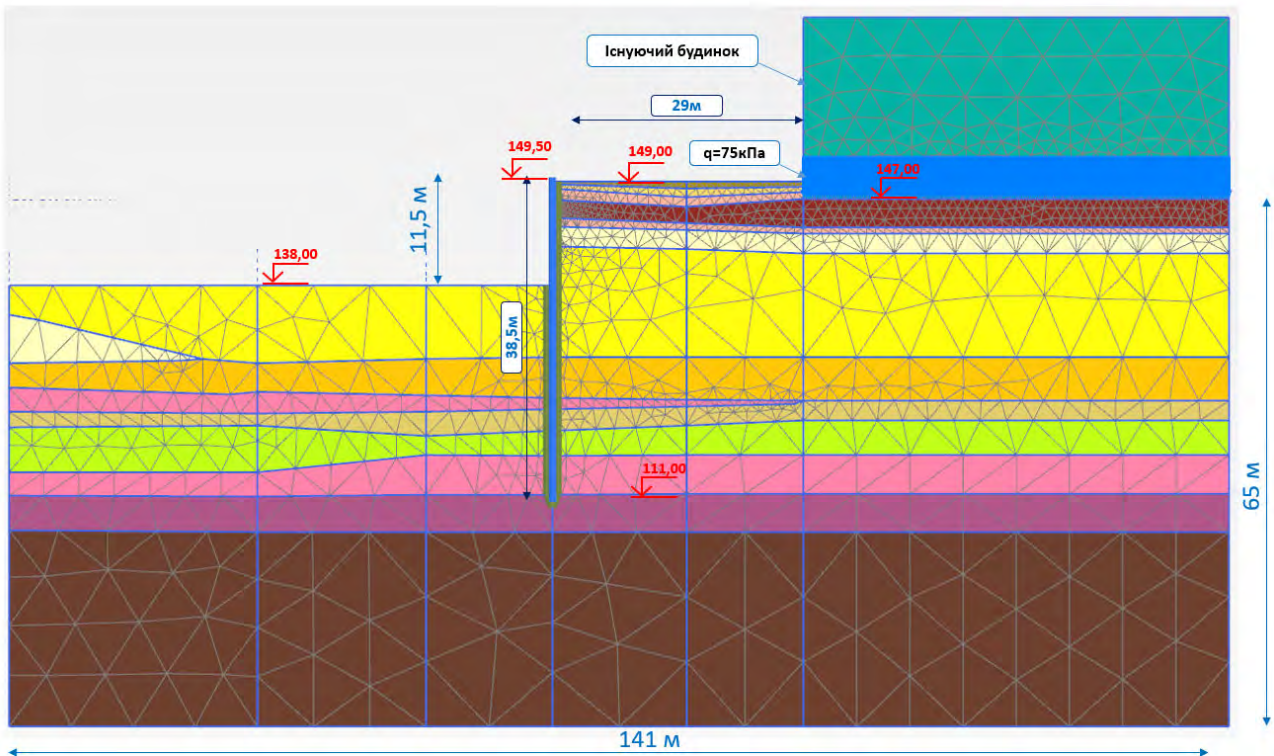


Рис.11. Розрахункова схема перерізу 3-3 в програмному комплексі Plaxis 2D.

Fig.11. Calculation scheme of cross-section 3-3, which made in Plaxis 2D.

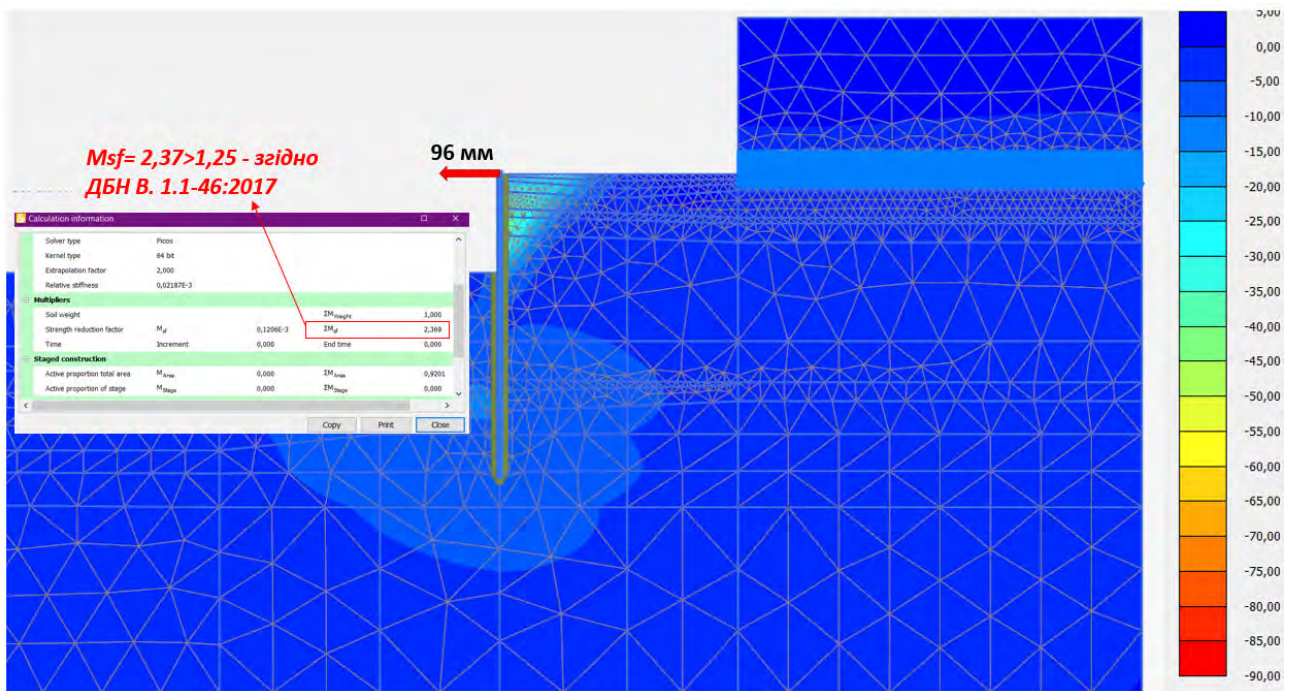


Рис.12. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 3-3.

Fig.12. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 3-3.

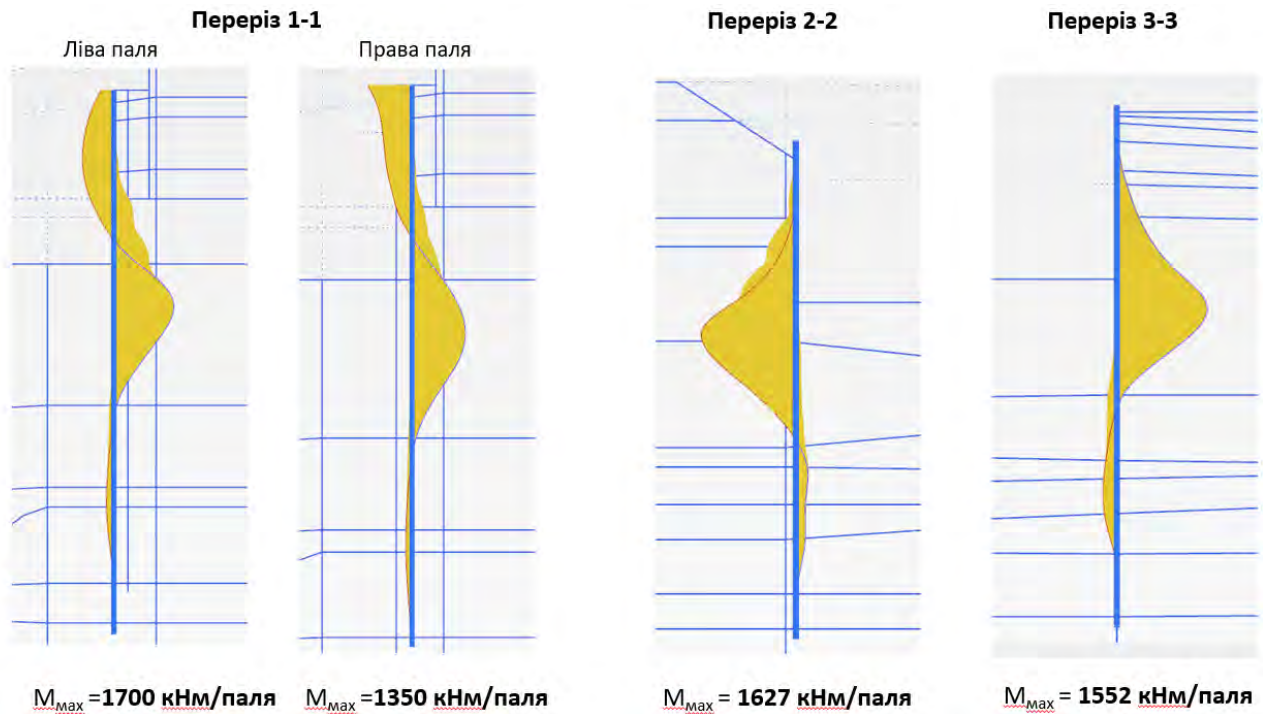


Рис.13. Епюри згинальних моментів отримані за розрахунками для перерізів 1-1, 2-2 та 3-3.
Fig.13. Bending moments which was taken for cross section 1-1, 2-2 and 3-3.

За результатами розрахунків встановлено, що переміщення підпірних стін на етапі повної розробки котловану для перерізу 1-1 складають: 76 мм для ПС-1, 116 мм для перерізу 2-2 та 96 мм для перерізу 3-3.

Максимальний згинальний момент в ПС-1 складає 1700 кНм. Для перерізу 2-2 максимальний згинальний момент в ПС-2 складає 1627 кНм. Для перерізу 3-3 максимальний згинальний момент в ПС-3 складає 1552 кНм.

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

Після моделювання з використанням обох підходів: числового моделювання НДС системи «грунтовий масив – проти-зсувні конструкції» з використанням просторової скінчено-елементної моделі з використанням плоскої скінчено-елементної моделі було виконано порівняння отриманих значень згинальних моментів в підпірних стінах та переміщень у характерних зонах. Різниця в отриманих значеннях згинальних моментів складає 12-33%. Різниця в значеннях переміщень складає 6-43% (Рис. 14-15).



Рис. 14. Порівняння значень згинальних моментів.
Fig. 14. Comparison of values of bending moments.

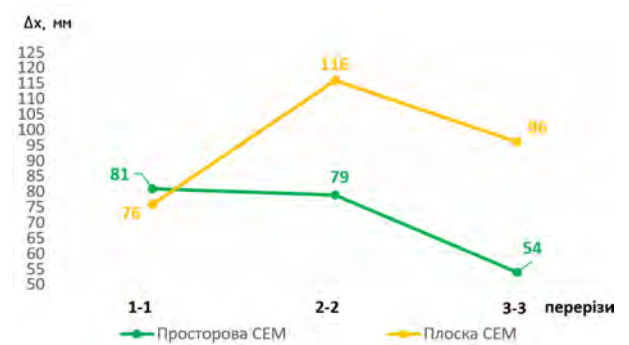


Рис. 15. Порівняння значень переміщень підпірних стін.
Fig. 15. Comparison of values of displacements of retaining walls.

ВИСНОВКИ

Показано, що перевагою використання плоскої (2D) скінчено-елементної моделі для оцінки напружено-деформованого стану в конструкціях протизсувних споруд та ґрунтовому масиві є значно менш трудомістким процес створення моделі та до 5 разів швидший час розрахунку. Недоліком даного підходу є відсутність можливості врахування просторової жорсткості проти-зсувних конструкцій у випадку складаної в плані геометрії цих конструкцій.

Продемонстровано, що використання просторової (3D) скінчено-елементної моделі робить можливим врахування фактору просторової жорсткості конструкцій, що в подальшому дає змогу більш ефективно запроєктувати конструкції підпірних стін. Недоліками даного методу є значна потреба в потужності обчислювального пристрою та час розрахунків.

Переміщення та згинальні моменти, отримані при використанні 2D моделювання, є на 15-35% більшими, ніж з використанням 3D моделювання, що є цілком логічним, оскільки просторова скінчено-елементна модель дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і, відповідно, більш комплексно оцінити напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив-підпірні стіни».

деформованого стану зсувного схилу. / Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Харченко М.О., Марченко В.І., Виноградова А.М., Костенко В.О., Титаренко В.А. // *Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)*. – Полтава: ПолтНТУ, – 2013. – Вип. 3(38). Том 1. – С.160-196.

4. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. USA. – 1963. – 89. P.115–144.
5. Duncan J. M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. / Duncan J. M., Chang C.-Y. // *ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. – USA. – 1970. – 96. P.1629-1653.
6. Janbu N. Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. Casagrande volume. 1973 USA. – P.47-86.
7. Schanz T. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. / Schanz T., Vermeer P. A. // *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam. – 1999. – 1. P.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. London. – 269. P.500-527.
9. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. *Mitt. Inst. für Geotechnik*. Stuttgart. – 1998. – 45. P.152.
10. Настанова з проектування підпірних стін. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 54с.

ЛІТЕРАТУРА

1. Носенко В.С. Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів. / Носенко В.С., Скочко Л.О., Маламан А.Р. // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 43. – С.40-51. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51
2. Біда С.В. Оцінювання стійкості схилів річкових долин Полтавського лесового плато. / Біда С.В., Куц О.В. // *Вісник Дніпропетровського університету. Серія: геологія, географія*. – Дніпро: ДНУ ім. О. Гончара – 2016. – Вип. 24(1) – С.13-19. DOI: 10.15421/111602.
3. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-

REFERENCES

1. Nosenko V.S., Skochko L.O., Malaman A.R. (2021). Otsinka stiykosti shilu z vikoristannyam riznih rozrahunkovih metodiv. [Comparative assessment of the slope stability using different calculation methods]. *Naukovo-tehnichnyy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 43, 40-51 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51
2. Bida S.V., Kuts O.V. (2016). Otsinyuvannya stsykosti shiliv richkovih dolin Poltavskogo lesovogo plato. [The evaluation of slopes stability of Poltava river valleys loess plateau]. *Visnik Dnipropetrovskogo universitetu. Seriya: geologiya, geografija*. Dnipro: DNU, 24(1), 13-19 (in Ukrainian). DOI: 10.15421/111602.

3. Zotsenko M.L., Vinnikov Yu.L., Harchenko M.O., Marchenko V.I., Vinogradova A.M., Kos-tenko V.O., Titarenko V.A. (2013). Modelyuvannya na-pruzheno-deformovanogo stanu zsvynogo shilu. [Simulation of the stressed-deformed state of soil massif of landslide slope]. *Zbirnik naukovih prats (galuzeve mashinobu-duvannya, budivnitstvo)*. Poltava: PoltNTU, 3(38), 160-169 (in Ukrainian).
4. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*. 89, 115–144.
5. 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, 1629–1653.
6. Janbu N. (1973). Slope stability computation. *Embankment-Dam Engineering*. Casagtande volume, 47–86.
7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Balkema. Rotterdam, 1, 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*. 269, 500–527.
9. Schanz T. (1998). Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. [On modeling the mechanical behavior of friction materials]. *Mitt. University of Stuttgart*, 152 (in German).
10. Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin DSTU-N B B.2.1-31:2014. (2015). [Guidelines for the design of retaining walls]. Kyiv: Minregion Ukrayiny, 54 (in Ukrainian).

in three-dimensional (3D) and flat (2D) formulations of the problem, which provides more opportunities for a comprehensive assessment of the stress-strain state (SSS) of the elements of the "soil massif - anti-landslide structures" system when using complex configurations retaining walls.

Calculations were performed within three calculation sections for different stages of construction: 1st stage – the initial faze (formation of the soil massif in its natural state), 2nd stage – excavation of the first layer of the pit, 3rd stage – excavation of the second layer of the pit. Based on the results of the calculations, the SSS analysis of the elements of the "soil massif - anti-landslide structures" system was carried out and the reinforcement of the retaining walls was selected. An assessment of the slope stability was also performed at the stage of full excavation of the foundation pit.

It is shown that the advantage of using a plane FEM to assess the stress-strain state in the anti-slide structures is a much smaller amount of time spent on calculations and ease of understanding, but the disadvantage of this method is the lack of the possibility of taking into account the spatial stiffness of structures. It has been demonstrated that the use of spatial FEM allows taking into account the spatial stiffness of structures, which in the future makes it possible to more effectively design the retaining walls structures, however, modeling using this method is quite labor-intensive and requires significant resources of computer equipment for making calculations.

According to the results of the calculations, the displacements obtained in the calculation using 2D modeling are on 6-43% more than using 3D modeling, the bending moments are on 12-33% more.

Key words. Anti-landslide structures, numerical modeling, spatial rigidity, slope stability.

Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations

*Liudmyla Bondareva
Viktor Nosenko
Artur Malaman*

Summary. A comparison of the calculation results of the foundation pit enclosure made of flexible retaining walls is presented. Calculations were performed by the method of numerical modeling using Plaxis PC software, which is based on the finite element method. This task was implemented