

## Вибір оптимальних параметрів підпірної стіни огороження котловану в умовах щільної забудови з врахуванням її просторової жорсткості

Віктор Носенко<sup>1</sup>, Артур Маламан<sup>2</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>armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.141-152

**Анотація.** Представлено результати дослідження взаємодії огороження котловану виконаного з гнучких підпірних стін, що влаштовується в умовах щільної забудови, із ґрунтовою основою.

Розрахунки виконувалися методом числового моделювання, за допомогою програмного комплексу «Plaxis». Моделювання виконано в тривимірному просторі, що дає можливість для комплексної оцінки напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи «ґрунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» при використанні складних конфігурацій підпирних стін та врахування фактору їх просторової жорсткості.

Для аналізу результатів було обрано 4 характерних перерізи. Моделювання виконувалося з урахуванням таких етапів:

- 1) етап ініціалізації (формування ґрунтового масиву в природному стані);
- 2) влаштування підпірної стіни;
- 3) почергова розробка котловану до проектної відмітки;
- 4) навантаження від будівлі на стадії експлуатації.

За результатами розрахунків було виконано аналіз НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» та підбрано армування підпирних стін, та визначено витрати основних матеріалів.

Показано, що врахування просторової жорсткості підпірної стіни огороження котловану дає змогу більш ефективно оцінити НДС конструкції підпірної стіни, більш коректно оцінити додаткові деформації сусідніх будівель, за рахунок врахування зміни жорсткості підпірної стіни складної конфігурації, а, отже в подаль-



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



**Артур Маламан**  
аспірант кафедри  
геотехніки.

шому ефективніше запроектувати конструкції підпирних стін.

За результатами розрахунків показано, що підпирні стіни виконані в 2 ряди в шаховому порядку, з паль діаметру 420 мм, мають більшу жорсткість, ніж підпирні стіни що виконані в 1 ряд з паль діаметру 620 мм. Отже для зменшення додаткових осідань сусідніх будівель та зменшення горизонтальних переміщень підпірної стіни варіант підпірної стіни виконаний шляхом розміщення паль в шаховому порядку є пріоритетним в умовах щільної забудови.

Витрати арматури для 1 варіанту більші на 46% в порівнянні з 2 варіантом. Дані результати свідчать про те що 2 варіант влаштування підпірної стіни є економічнішим рішенням, проте, в умовах щільної забудови його використання є обмеженим, оскільки осідання сусідніх будівель в такому випадку будуть більшими, за рахунок меншої жорсткості підпірної стіни.

**Ключові слова:** підпирні стіни, числове моделювання, просторова жорсткість, щільна забудова.

## ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Невід'ємною частиною будівництва офісних центрів в умовах щільної забудови є спорудження будівель з підземними паркінгами. Оскільки глибина котлованів, для влаштування таких паркінгів може досягати значних величин, необхідно влаштувати комплекс огороження котловану для забезпечення стійкості оточуючих територій, а також мінімізації деформацій сусідніх будівель, що є важливим заходом.

## АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Вплив фундаментів існуючих будинків на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій описаний в роботі Н.В. Блащук [1] та І.П. Бойка [3]. В роботах Л.О. Бондаревої [2] та В.В. Ручківського [5] показано вплив конструкції гнучких підпірних стін та на їх напружено-деформований стан. Взаємодію підпірних стін з ґрунтовим середовищем висвітлено в роботі М.Л. Зоценко [4].

Питання використання нелінійних моделей ґрунтового середовища висвітлені у праці Дж. Дункана [7]. Доцільність використання моделі деформування ґрунтового середовища Hardening soil model (HSM), за рахунок деформування ґрунтів в залежності від рівня напружень, обґрунтовано у праці Т. Шанза [8].

## МЕТА РОБОТИ

Оцінити вплив просторової жорсткості підпірної стіни на напружено-деформований стан елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель».

## ЗАДАЧІ

1) Оцінити НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» з використанням числового моделювання у просторовій постановці задачі, для підпірної стіни, що виконується з буронабивних паль діамет-

ром 420мм, розміщених в шаховому порядку та паль діаметром 620мм, що влаштовуються в 1 ряд.

2) Порівняти результати та оцінити вплив жорсткості підпірної стіни на НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель».

## МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Розрахунки НДС елементів системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» було виконано за допомогою числового моделювання з використанням програмного комплексу «Plaxis». Для опису поведінки ґрунтового масиву при складній траєкторії навантаження/розвантаження використана математична моделі ґрунту, що описує пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною деформаційних параметрів в залежності від рівня напружень у ґрунті.

## ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Досліджувана ділянка знаходиться в Шевченківському районі, м. Київ та належить до центральної частини міста, вона густо забудована житловими та адміністративними будівлями, насичена інженерними комунікаціями.

В геоморфологічному відношенні ділянка знаходиться в межах лесового плато. Рельєф ділянки сформований в результаті планування території насипними ґрунтами під час житлової та цивільної забудови, характеризується перепадом абсолютних відміток поверхні в межах 189,05-191,10 м.

Геологічні умови даного майданчика (див. Рис.2):

ІГЕ - 1 насипний ґрунт: супісок пилюватий, супісок лесовидний та суглинок з включеннями будівельного сміття 5-30%;

ІГЕ - 2 супісок твердий, пилюватий, лесовидний, просідаючий;

ІГЕ - 3, суглинок твердий та напівтвердий, легкий, пилюватий;

ІГЕ - 4 супісок твердий та пластичний, пилюватий, з тонкими прошарками пісків;

ІГЕ - 5 суглинок твердий та напівтвердий, пилюватий, з включеннями гальки та гравію кристалічних порід.

Характер нашарування та заміщення інженерно-геологічних елементів показаний на інженерно-геологічному розрізі, що представлено на рисунку 2.

До негативних факторів ділянки відноситься присутність в розрізі ґрунтів здатних до просідання.

За даними лабораторних досліджень минулих років, лесові ґрунти (ІГЕ-2) мають просадні властивості. Сумарне просідання ґрунту від власної ваги при водонасиченні складає 13,2 см. Потужність просадочної товщі 13,1 м. Початковий тиск просідання лесовидних супісків (ІГЕ-2) з глибиною змінюються нерівномірно від 68 кПа до 183 кПа. Інтервал, у якому природний тиск перевищує початковий тиск просідання, простежується з глибиною 7,0 м до 13,1 м.

На основі даних інженерно-геологічних досліджень, компоновки будівлі, що зводиться та відповідно інтегрованої у неї системи підірних стін і оточуючої забудови, для розрахунку було обрано 4 принципових розрахункових перерізи.

Для даного дослідження були виконані розрахунки 2-х варіантів конфігурації підірної стіни: 1 варіант - підірна стіна влаштована з буронабивних паль діаметром 420 мм, в шаховому порядку з відстанню між рядами паль 0,35 м, та паль діаметром 620 мм, з кроком паль у ряду 0,75 м - для 2 варіанту. Детальніше конфігурацію підірних стін показано на рисунку 2.

Поряд з майданчиком будівництва розташовані існуючі цегляні будинки, збудовані на початку ХХ сторіччя. Технічний стан будинків задовільний. Фундаменти будинків стрічкові, виконані з цегли, марки М50...М100, на розчині марки М4...М10. Додатково на рівні підшви влаштовані розширення. Ширина фундаментів коливається в межах 0,8-1,0 м. Глибина закладання фундаментів коливається в межах від 1,5 до 2,5 м.

Було враховано навантаження на обрізі фундаментів існуючих будинків: для будинку «А» - 277 кН/м.п., для будинку «Б» - 255 кН/м.п., для будинку «В» - 420 кН/м.п.

Для підвищення стійкості підірної стіни та зменшення додаткових осідань існуючих будинків в межах перерізів 2-2, 3-3, та 4-4 в конструкцію підірної стіни влаштовуються тимчасові розпірки, що виконані з металевих труб діаметром 530 мм та товщиною стінки 10 мм, крок розпірок 4 м, та тимчасова ґрунтова берма шириною 3 м і висотою 4,4 м. Для стійкості розпірок під них влаштовується фундаментна плита товщиною 500 мм.

Вся підірна стіна влаштовується з позн. 187,50. Глибина підірних стін складає 14 м. Палі об'єднуються монолітним ростверком, висотою 1 м.

На Рис.1 показана схема розташування елементів огороження котловану, на якій наведено розташування котловану, який буде влаштовано, та фундаменти існуючих будинків з діючим навантаженням на їх підшви. Для сприйняття навантажень від існуючих фундаментів передбачено тимчасові розпірки з металевих труб діаметром 530 мм з товщиною стінки 10 мм, довжина 4,0 м. Також наведено характерні розрізи по підірній стіні, по яких ведуться дослідження. Як видно з даного креслення, існуючі будинки знаходяться з чотирьох сторін майданчика будівництва в безпосередній близькості, тобто нове будівництво практично вписане в простір між існуючими будинками.

На Рис. 2 наведено два варіанти влаштування підірних стін, які описано вище. Також тут показано розташування розпірок з металевих труб в розрізі, які опираються на фундаментну плиту майбутнього будинку, в межах яких передбачена тимчасова берма з ґрунту для кращої стійкості підірної стіни. Перепад висоти становить 5,9 м.

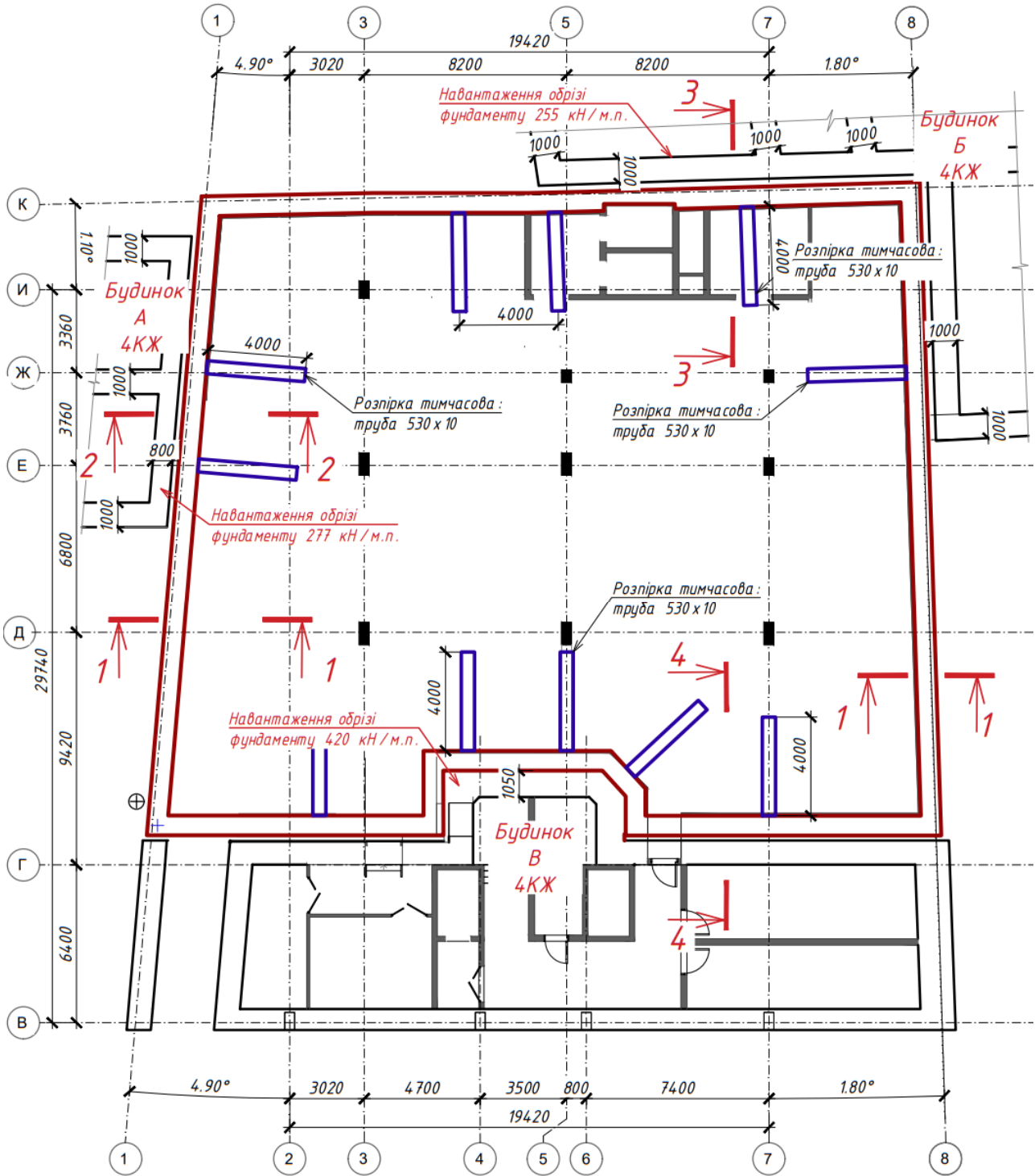


Рис.1. Схема розташування елементів огороження котловану.  
 Fig.1. Scheme of the location of the elements of the pit enclosure.

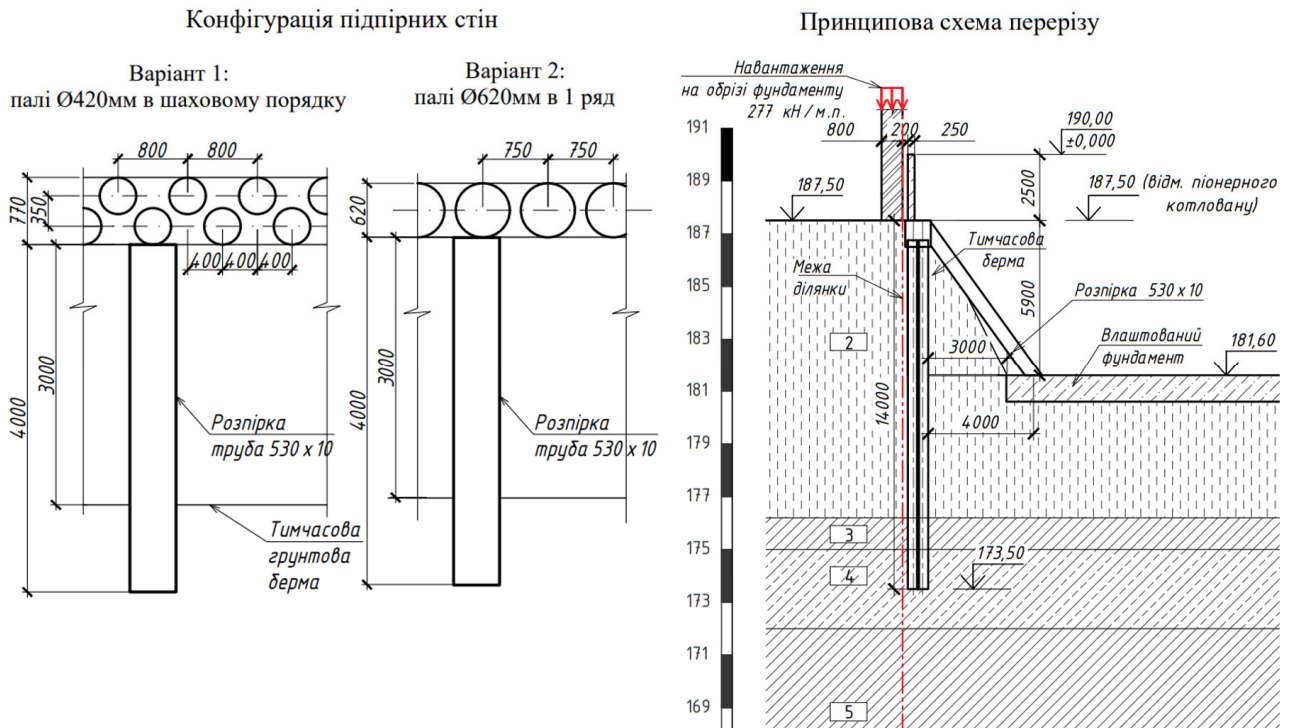


Рис.2. Конфігурація 2-х варіантів підпірних стін, та принципова схема перерізу.  
Fig.2. Configuration of 2 options of retaining walls, and a schematic section diagram.

**ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СИСТЕМИ «ГРУНТОВИЙ МАСИВ – ПІДПІРНІ СТІНИ – КОНСТРУКЦІЇ ІСНУЮЧИХ БУДІВЕЛЬ»**

Скінчено-елементна модель була створена у тривимірній постановці для оцінки впливу просторової жорсткості утримуючих конструкцій, а також для аналізу дода-

ткових осідань сусідніх будівель, що можуть бути спричинені влаштуванням глибокого котловану.

Прийнята у роботі модель деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM) пружно-пластичне деформування ґрунтів зі змінною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті.

Розрахункові параметри ґрунтів наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Вхідні розрахункові параметри ґрунтів.  
Table 1. Input calculation parameters of soils.

№ ПЕ	Найменування ґрунтів	Характеристики ґрунтів							
		Питома вага ґрунту	Модуль деформації при 50% міцності	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 всесічний тиск
		$\gamma$ кН/м <sup>3</sup>	$E_{50}$ МПа	$E_{oed}$ МПа	$E_{ur}$ МПа	$c$ кПа	$\phi$ град	$m$ дол. од.	$P_{ref}$ кПа
1	Насипний шар	16,00	16	16	48	10	15	0,5	100
2	Супісок лесовий твердий, просідаючий	16,50	20	17	54	31	19	0,6	100
3	Суглинок, твердий	19,30	25	22	66	28	22	0,7	200
4	Супісок, твердий	20,00	30	28	84	30	25	0,6	200
5	Суглинок твердий	20,00	30	28	84	30	25	0,7	300

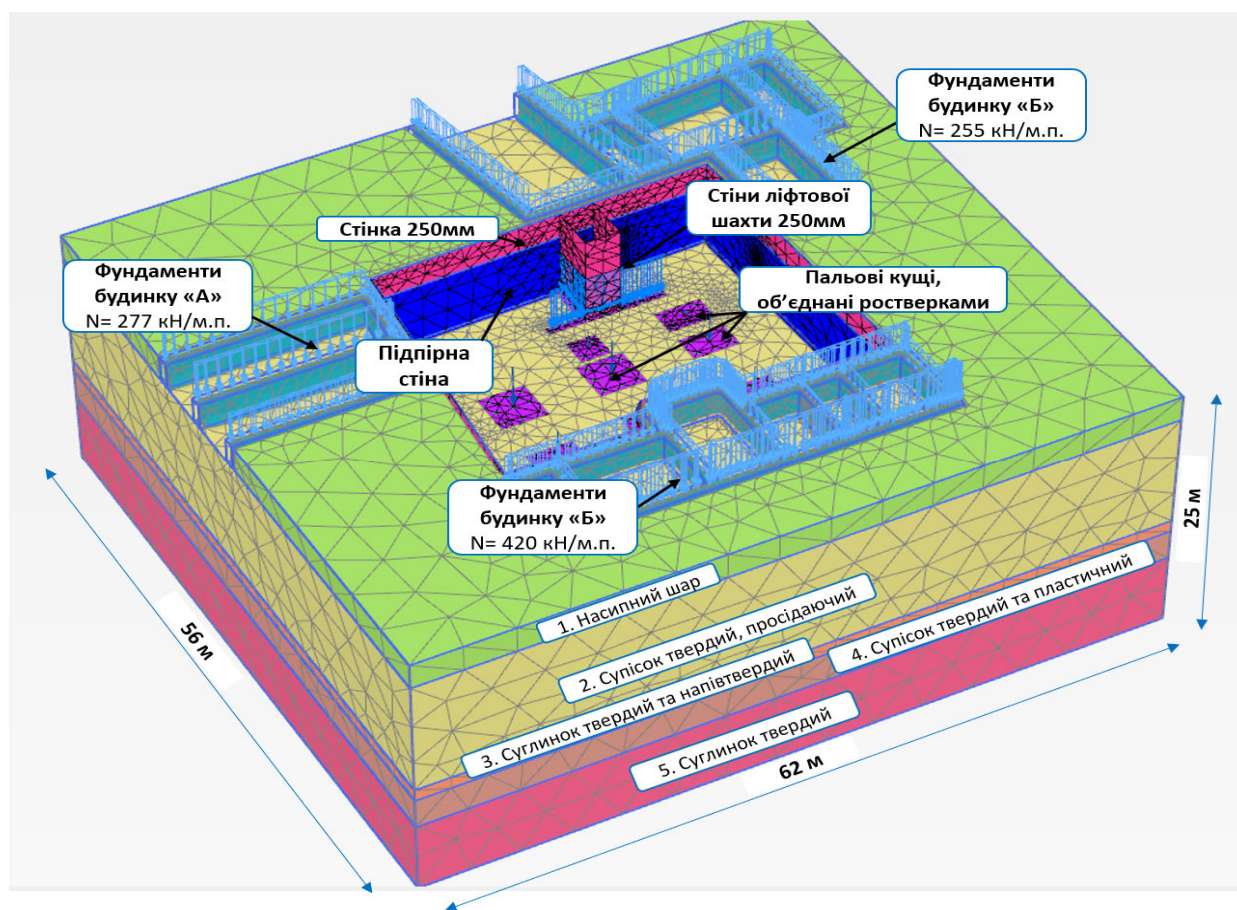


Рис.3. Просторова скінчено-елементна модель в програмному комплексі Plaxis 3D.  
Fig.3. Spatial finite element model, which made in Plaxis 3D.

Просторова СЕМ створена на основі даних звіту з інженерно-геологічних вишукувань та дозволяє відтворити основні особливості залягання ґрунтів та конфігурації підпірних стін та розмірів існуючих будинків.

Результатом моделювання НДС є весь спектр напружень та деформацій у елементах системи «ґрунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» в тому числі ізополя переміщень підпірних стін, додаткові осідання існуючих будівель та значення зусиль, що виникають у підпірній стіні.

Значення додаткових осідань існуючих будівель наведені у таблиці 2, ізополя вертикальних переміщень наведені на рисунку 4. Додаткові осідання отримані при застосуванні 2 варіанту підпірної стіни перевищують результати за 1 варіантом влаштування підпірної стіни. Різниця коливається в межах від до 15%. Максимальні значення

осідань складають 27 мм та 23 мм відповідно.

Значення горизонтальних переміщень підпірної стіни наведені у таблиці 4, ізополя горизонтальних переміщень показані на рисунку 5. Горизонтальні переміщення в 2 варіанті є більшими, за переміщення за 1 варіантом. Різниця в отриманих значеннях складає до 21%. Максимальні переміщення підпірних стін складають від 48 мм та 52 мм.

Також було визначено згинальні моменти у підпірній стіні, значення згинальних моментів наведено у таблиці 5, та на рисунку 6. Різниця в отриманих значеннях для даних варіантів складає до 2%, відповідно відповідно максимальні значення складають 222,6 кНм/палю та 217,6 кНм/палю.

Згинальні моменти визначені за 1 варіантом є більшими ніж для 2 варіанту влаштування підпірної стіни.

Табл. 2. Значення осідань сусідніх будівель.  
Table 2. Value of subsidence of neighboring buildings.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Існуючі будинки		
	Будинок «А»	Будинок «Б»	Будинок «В»
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок палі 400 мм. Відстань між рядами палі 350 мм.	24 мм	23 мм, 27 мм	16 мм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок палі 750 мм	28 мм	26 мм, 31 мм	19 мм

Табл. 3. Значення горизонтальних переміщень підпірної стіни.  
Table 3. Value of horizontal displacements of the retaining wall.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Перерізи			
	1-1	2-2	3-3	4-4
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок палі 400 мм. Відстань між рядами палі 350 мм.	39 мм	33 мм	29 мм	48 мм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок палі 750 мм	47 мм	39 мм	33 мм	52 мм

Табл. 4. Значення згинальних моментів у підпірній стіні.  
Table 4. Value of bending moments in the retaining wall.

Варіанти влаштування підпірної стіни	Перерізи			
	1-1	2-2	3-3	4-4
Варіант 1: палі 420мм, в шаховому порядку, крок палі 400 мм. Відстань між рядами палі 350 мм.	222,6 кНм	194,8 кНм	167,4 кНм	186,3 кНм
Варіант 2: палі 620 мм, в 1 ряд, крок палі 750 мм	217,16 кНм	192,4 кНм	162,5 кНм	184,9 кНм

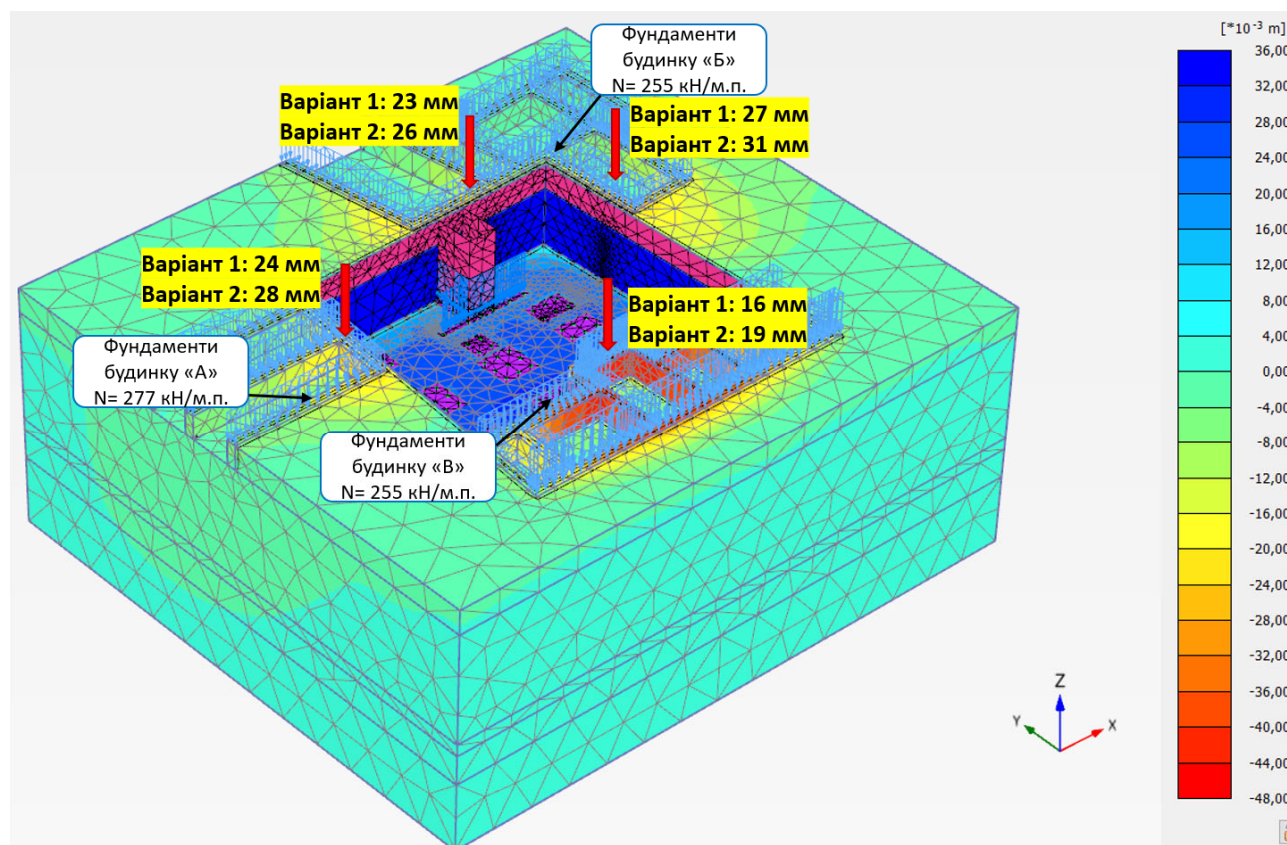


Рис.4. Значення додаткових осідань сусідніх будинків.  
Fig.4. The value of additional subsidence of neighboring buildings.

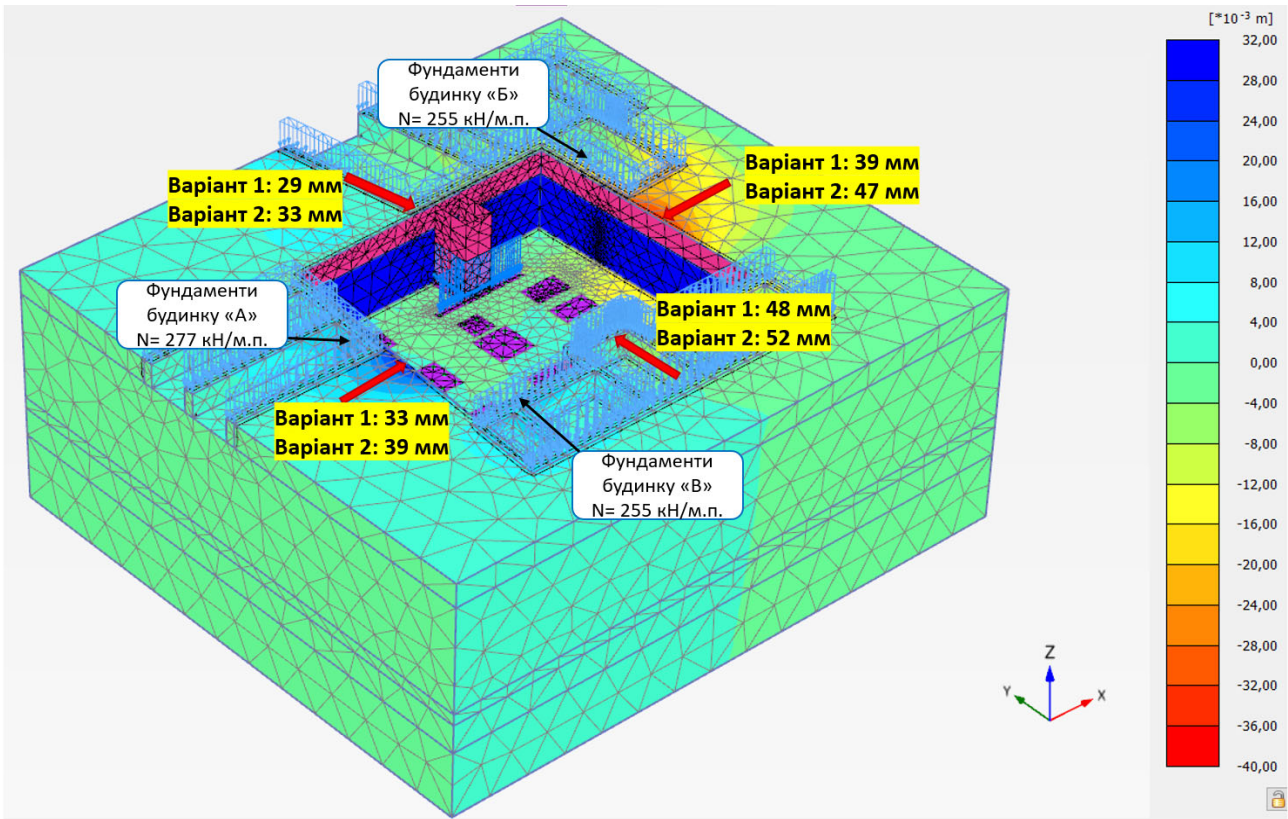


Рис.5. Горизонтальні переміщення підпірних стін.  
Fig.5. Horizontal displacements of retaining walls.

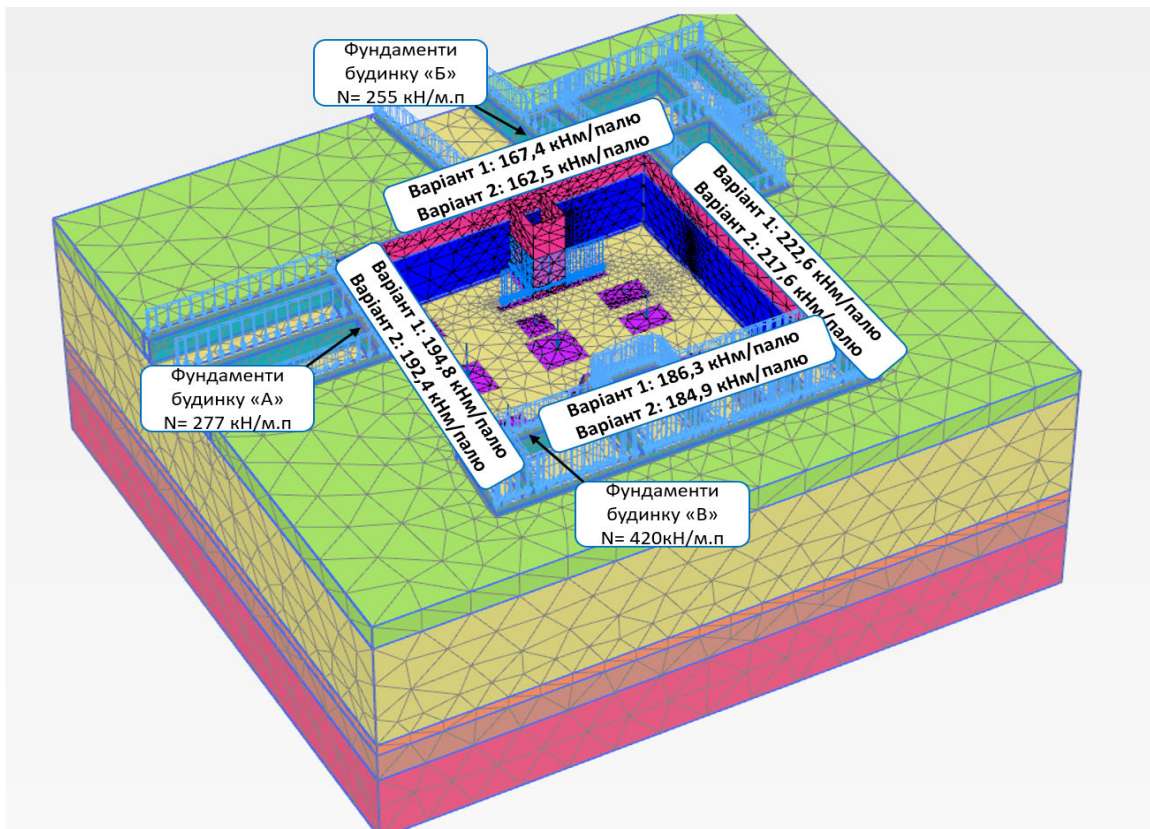


Рис.6. Значення згинальних моментів, що виникають в підпірних стінах.  
Fig.6. Value of bending moments in retaining walls.



ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

За результатами числового моделювання НДС) елементів системи «грунтовий масив – підпирні стіни – конструкції існуючих будівель» з використанням просторової скінчено-елементної моделі було виконано

порівняння отриманих значень переміщень підпирних стін, додаткових осідань сусідніх будівель та згинальних моментів в підпирних стінах у відповідних характерних перерізах. Дані результати наведені нижче на рис. 7-9.

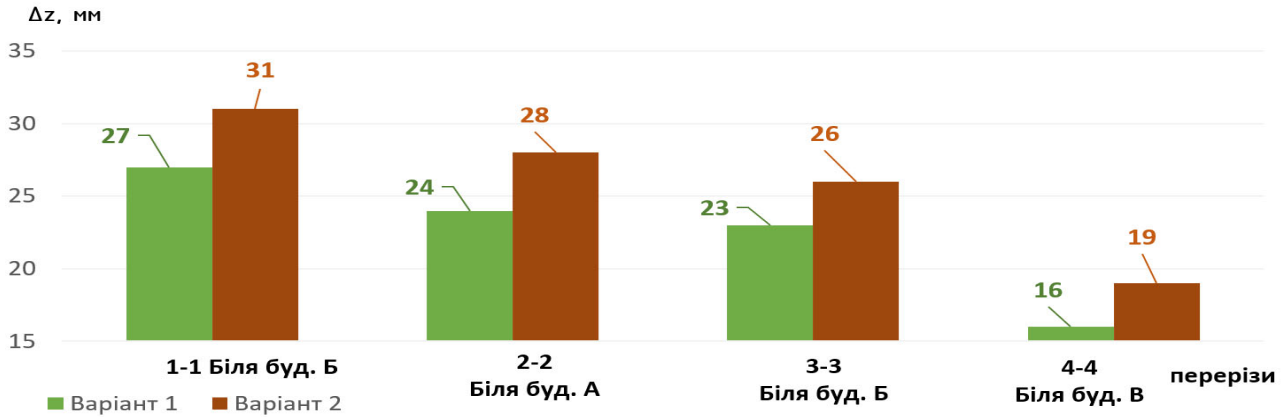


Рис.7. Значення додаткових осідань сусідніх будинків.  
Fig.7. The value of additional subsidence of neighboring buildings.

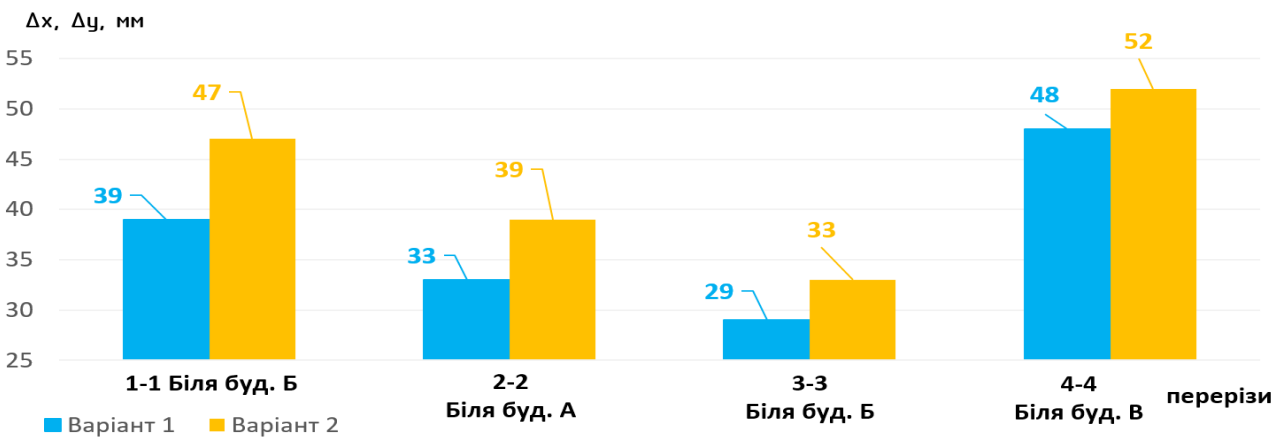


Рис.8. Значення переміщень підпирних стін.  
Fig.8. Values of displacements of retaining walls.

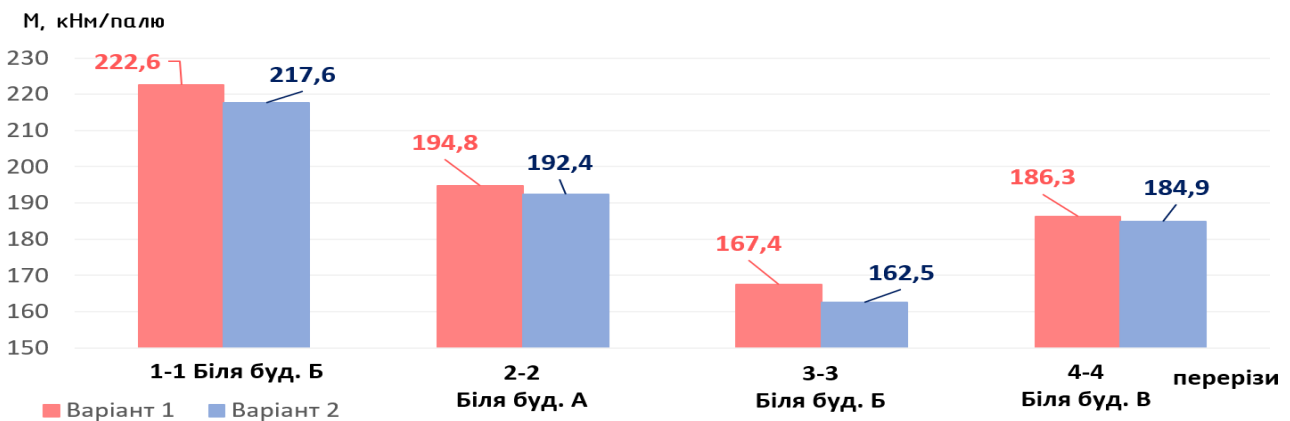


Рис.9. Значення згинальних моментів.  
Fig.9. The value of bending moments.

Різниця в отриманих значеннях додаткових осідань існуючих будівель складає до 15%. Додаткові осідання більші для 2 варіанту. Максимальні значення осідань складають 27 мм та 23 мм.

Різниця в значеннях горизонтальних переміщень підпірних стін складає до 21%, Максимальні переміщення підпірних стін складають від 48 мм та 52 мм. Переміщення підпірних стін більші для 2 варіанту.

Різниця в отриманих значеннях згинальних моментів мінімальна і складає до 2%, відповідно максимальні значення складають 222,6 кНм/палю та 217,6 кНм/палю. Згинальні моменти більші для 1 варіанту.

### ВИСНОВКИ

Показано, що тривимірна скінчено-елементна модель системи «грунтовий масив – підпірні стіни – конструкції існуючих будівель» дає змогу врахувати просторову жорсткість конструкцій і відповідно більш комплексно оцінити напружено-деформований стан її елементів.

При аналізі результатів розрахунків для другого варіанту влаштування підпірної стіни (палі діаметром 620 мм, виконані в 1 ряд) переміщення є більшими, що пояснюється меншою жорсткістю підпірної стіни. Аналогічним чином пояснюється більші значення зусиль для першого варіанту влаштування підпірної стіни (палі діаметром 420 мм, розміщені в шаховому порядку).

За результатами розрахунків було визначено витрати матеріалів. Відповідно для підпірної стіни виконаної за 1 варіантом конструювання витрати бетону становлять 587,8 м<sup>3</sup>, витрати арматури – 280,7 т, при кількості палей 283 шт. Для 2 варіанту витрати матеріалів при кількості палей 153 шт. становлять: 692,5 м<sup>3</sup> бетону та 151,8 т арматури. Витрати бетону для 2 варіанту більші на 18%, проте витрати арматури значно менші для 2 варіанту, на 46%. Дані результати свідчать про те що 2 варіант влаштування підпірної стіни є економічним рішенням, проте, в умовах щільної забудови

використання його є обмеженим, оскільки осідання сусідніх будівель в такому випадку будуть більшими, за рахунок меншої жорсткості підпірної стіни.

### ЛІТЕРАТУРА

1. Блащук Н.В. Моделювання впливу влаштування глибокого котловану складної форми на поряд розташовані будинки / Блащук Н.В., Маєвська І.В., Губашова В.Є. // *Збірник наукових праць «Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві»*. – Вінниця: ВНТУ. – 2022. – Том 33. №2. – С.132-141. DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
2. Бондарева Л.О. Використання 2D та 3D моделювання для оцінки напружено-деформованого стану підпірних стін складних конфігурацій / Бондарева Л.О., Носенко В.С., Маламан А.Р. // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2022. – Вип. 45. – С.9-21. DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
3. Бойко І.П. Вплив фундаментів будинку на напружено-деформований стан утримуючих конструкцій / Бойко І.П., Ручківський В.В., // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С.9-15. DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15.
4. Зоценко М.Л. Моделювання напружено-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 [Полтавського національного технічного університету ім. Ю. Кондратюка]. Сер. : Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ, – 2013. – Вип. 3(38). Том 1. – С.160-196.
5. Ручківський В.В. Напружено-деформований стан підпірних стін в залежності від їх конструкцій / Ручківський В.В. // *Науково-технічний збірник «Основи і фундаменти»*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 40. – С.76-82. DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
6. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. USA*. – 1963. – 89. P.115–144.
7. 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.
8. 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.
  9. Dr. Ir. Gouw Tjie Liong. Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems // *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014) – Reaserch India Publications, 2014 – С. 8291-8311.
  10. J. Pruška. Comparison of geotechnic softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil. // *XIIIth European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and influenced grounds.* 25-28th August 2003. Prague. Czech Republic – Prague, 2003 – c. 819-824.
- REFERENCES
1. Blashchuk N.V., Maievska I.V., Hubashova V.I. (2022). Modeliuvannia vplyvu vlashtuvannia hlybokoho kotlovanu skladnoi formy na poriad roztashovani budynky. [Simulation of the influence of the device of a deep pit of complex shapes on nearby located houses]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Suchasni tekhnologii, materialy i konstruksii v budivnytstvi»*. Vinnytsia: VNTU, 33(2), 132-141 (in Ukrainian). DOI 10.31649/2311-1429-2022-2-132-141
  2. Bondareva L.O., Nosenko V.S., Malaman A.R. (2022). Vykorystannia 2D ta 3D modeliuvannia dlia otsi-nky napruzhenno-deformovanoho stanu pidpir-nykh stin skladnykh konfihuratsii. [Use of 2D and 3D modeling to assess the stress-strain state of retaining walls of complex configurations]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 45, 9-21 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.45.2022.9-21
  3. Boyko I.P., Ruchkivskyi V.V. (2019). Vplyv fundamentiv budynku na napruzhenno-deformovanyi stan utrymuiuchykh konstruksii. [Influence of the building foundations on the stress-strain state of the retaining structures]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 38, 9-15 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.38.2019.9-15
  4. 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-pruzhenno-deformovanogo stanu zsuvnogo 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).
  5. Ruchkivskyi V.V. (2020). Napruzhenno-deformovanyi stan pidpirnykh stin v zalezhnosti vid yikh konstruksii. [Stress-strain state of retaining walls depending on them construction]. *Naukovo-tehnichniy zbirnik «Osnovi i fundamenti»*. Kyiv: KNUBA, 40, 76-82 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.76-82
  6. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division.* 89, 115–144.
  7. 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.
  8. 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.
  9. Dr. Ir. Gouw Tjie Liong. (2014). Common mistakes on the application of Plaxis 2D in analyzing excavation problems. *International Journal of Applied Engineering Research*, Volume 9, Number 21 (2014). Reaserch India Publications, C. 8291-8311.
  10. J. Pruška. (2003). Comparison of geotechnic softwares - Geo FEM, Plaxis, Z-Soil. *XIIIth European Conference on soil mechanics and geotechnical engineering. Geotechnical problems with man-made and influenced grounds.* 25-28th August 2003. Prague. Czech Republic, Prague, 819-824.

**The choice of optimal parameters of the retaining wall of the pit enclosure in conditions of dense construction, taking into account its spatial rigidity**

*Viktor Nosenko  
Artur Malaman*

**Abstract.** The results of the study of the interaction of the pit enclosure made of flexible retaining walls, arranged in the conditions of dense construction, with the soil foundation are presented.

Calculations were carried out by the method of numerical modeling, using the Plaxis software complex. The modeling is performed in a three-dimensional space, which provides an opportunity for a comprehensive assessment of the stress-strain state (SSS) of the elements of the system "soil array - retaining walls - structures of existing buildings" when using complex configurations of retaining walls and taking into account the factor of their spatial stiffness.

For the analysis of the results, 4 characteristic sections were chosen. Modeling was performed taking into account the following stages:

- 1) the initialization stage (formation of the soil massif in its natural state);
- 2) installation of a retaining wall;
- 3) alternate development of the pit to the design mark;
- 4) load from the building at the stage of operation.

Based on the results of the calculations, the SSS analysis of the elements of the system "soil massif - retaining walls - structures of existing buildings" was performed, and the reinforcement of the retaining walls was selected, and the costs of the main materials were determined.

It is shown that taking into account the spatial stiffness of the retaining wall of the pit enclosure makes it possible to more effectively estimate the SSS of the retaining wall structure, more correctly estimate the additional deformations of neighboring buildings, due to taking into account the change in the stiffness of the retaining wall of a complex configuration, and therefore, in the future, to more effectively design the constructions of retaining walls.

According to the results of the calculations, it is shown that retaining walls made in 2 rows in a staggered order, with piles with a diameter of 420 mm, have greater rigidity than retaining walls made in 1 row with piles with a diameter of 620 mm. Therefore, in order to reduce additional subsidence of neighboring buildings and reduce horizontal movements of the retaining wall, the option

of the retaining wall made by placing piles in a staggered order is a priority in conditions of dense construction.

Armature costs for option 1 are 46% higher compared to option 2. These results indicate that the 2nd option of installing a retaining wall is a more economical solution, however, in conditions of dense construction, its use is limited, since the settlement of neighboring buildings in this case will be greater, due to the lower rigidity of the retaining wall.

**Keywords:** retaining walls, numerical simulation, spatial rigidity, urban construction.