

Вплив параметрів підпірних стін та насипних ґрунтів на стійкість схилів при новому будівництві житлових комплексів

Людмила Скочко¹, Віктор Носенко², Василь Підлуцький³, Олександр Гаврилюк⁴

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

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

²nosenko.vs@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-8261-1846

³pidlutskyi.vl@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1936-3990

⁴gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679

DOI: 10.32347/0475-1132.40.2020.65-75

Анотація. Досліджено стійкість схилу у існуючому і проектному положеннях, обґрунтовано конструктивні рішення підпірних стін по захисту території будівництва житлового комплексу в зоні схилу. Також додатково оцінено стійкість схилу при використанні раціональних протизсувних споруд.

Проаналізовано результати розрахунку стійкості схилу для п'яти характерних перерізів на основі інженерно-геологічних вишукувань. Для кожного з наведених перерізів створено скінченно-елементну розрахункову схему у відповідності до останніх даних про зміну рельєфу. Так як схил утворений штучно шляхом засипання існуючого яру будівельним сміттям від знесення старих будинків та від розкопки котлованів під перші будинки комплексу. Розглянуто п'ять перерізів вздовж схилу та визначено його стійкість в природньому (існуючому) стані та проектному положеннях. Також обґрунтовано конструктивні рішення підпірних стін по захисту території будівництва житлового комплексу, так як вздовж схилу присутні різні насипні ґрунтові умови з різним перепадом висот. Це вимагає окремого підходу до вибору параметрів підпірних стін, а саме габаритів паль та їх взаємне розміщення, а також обґрунтовано вибір кута нахилу насипного ґрунту вздовж схилу.

Розрахунки проведені за допомогою числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунти схилу-підпірна стіна» з використанням методу скінченних елементів. Прийнята пружно-пластична модель деформування ґрунтів із зміною параметрів ґрунтів (модуля деформації) в залежності від рівня напру-



Людмила Скочко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Віктор Носенко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Василь Підлуцький
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Олександр Гаврилюк
асистент кафедри
геотехніки

жень у ґрунті. Використана модель Hardening soil model (HSM). Розрахунки стійкості схилу передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось в декілька етапів: 1 етап –

визначення напружень від власної ваги, 2 етап – оцінка стійкості схилу до початку будівництва, 3 етап – влаштування паль підпірної стіни, 4 етап – оцінка стійкості схилу після проведення протизсувних заходів. На основі даних досліджень було розроблено практичні рекомендації по конструюванню кожної ділянки підпірної стіни відповідно до характерних перерізів.

Ключові слова. підпирна стіна, діаметр паль, стійкість схилів, складні ґрунтові умови, чисельне моделювання, модель ґрунтового середовища.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасних умовах для забезпечення комфортних умов проживання людей дедалі набуває поширення зведення нового будівництва великих житлових комплексів із розвиненою власною інфраструктурою, які розташовують як поза межами міста на його околицях, так і в межах міста, при цьому зводячи будівлі в щільній міській забудові. Але, так як в межах міста ділянок для забудови практично не залишилося, тому доводиться освоювати землі, які раніше вважалися не придатними для будівництва. На об'єкті, що досліджується, заплановано зведення більше десяти багатоповерхових будинків, останні з яких розташовані на верхівці схилу (Рис. 1) в складних ґрунтових умовах, де необхідно враховувати багато чинників при визначенні напружено-деформованого стану (НДС) основи, на якій будуть зведені будівлі та споруди. При цьому необхідно забезпечити стійкість схилу навколо житлового комплексу. Також слід звернути увагу на те, що схил утворений штучно шляхом засипання існуючого яру будівельним сміттям від знесення старих будинків та від розкопки котлованів під перші будинки комплексу. Тому було розглянуто п'ять перерізів вздовж схилу та визначено його стійкість в природньому (існуючому) стані та проектному положеннях. Також необхідно обґрунтувати конструктивні рішення підпирних стін по захисту території будівництва житлового комплексу, так як вздовж схилу присутні різні насипні ґрунтові умови з різним перепадом висот. Це вимагає окремого підходу до вибору

параметрів підпирних стін, а саме габаритів паль та їх взаємне розміщення.

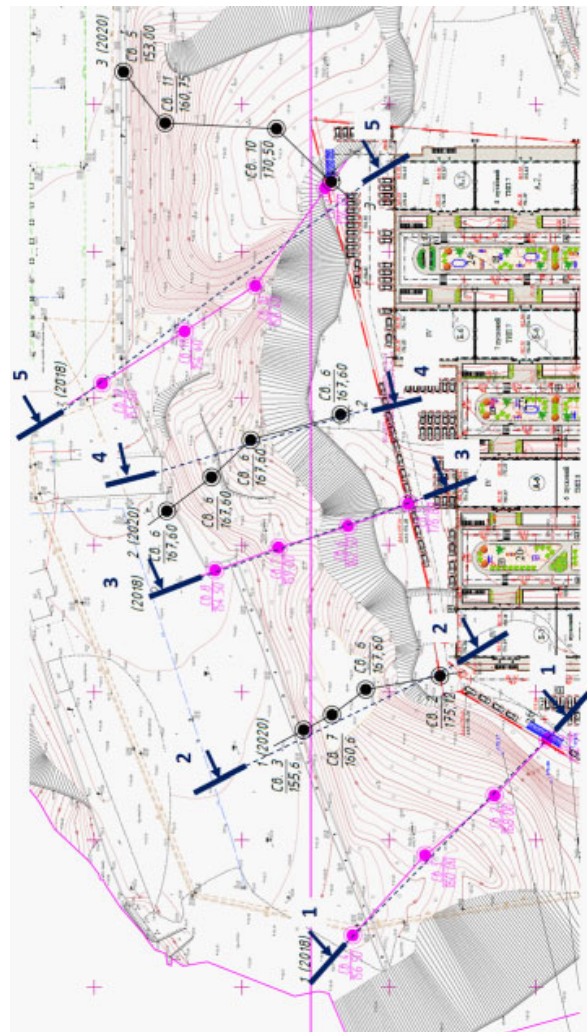


Рис.1. Загальний вигляд будівельного майданчика та розташування характерних перерізів вздовж схилу.

Fig.1. General view of the construction site and location of characteristic cross-sections along the slope.

Розрахунки проведені за допомогою числового моделювання напружено-деформованого стану системи «ґрунти схилу-підпирна стіна» з використанням методу скінченних елементів. Прийнята модель деформування ґрунтів – пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною параметрів ґрунтів (модуля деформації) в залежності від рівня напружень у ґрунті. Використана модель Hardening soil model (HSM). При проведенні числового моделювання необхідно коректно обирати параметри ґрунтів,

які використовуються у обраній моделі деформування, використовуючи дані інженерно-геологічних вишукувань, часто яких є недостатньо у даних звітах.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Роботи багатьох науковців – геотехніків показують рівень складності та актуальності питань, пов'язаних із використанням складних ділянок для будівництва багатоповерхових будівель із використанням огороження території захисними спорудами, наприклад підірних стін. Особливостям проектування та експериментального дослідження роботи захисних споруд, а також вибору моделей ґрунтового середовища та їх параметрів присвячено багато праць геотехніків [1-8].

В роботах Бойка І.П., Скочко Л.О. [1-2] розглянута проблематика влаштування багатоярусних підірних стін у складних ґрунтових умовах з різним перепадом висот та приведено вибір висот ярусів підірних стін в залежності від рельєфу. Автори відмічають, що найменші значення горизонтальних переміщень для різних варіантів розташування утримуючих конструкцій виникають у підірній стіні нижнього ярусу; найбільші переміщення отримує верхня підірня стіна, але в залежності від просторового положення максимальні значення фіксуються і для середньої підірної стіни.

У роботах [3, 5, 7, 8] розглянуті питання, які пов'язані з співвідношенням напружень і деформації у ґрунтах при нелінійній їх роботі із використанням різних нелінійних моделей деформування ґрунтового середовища.

МЕТА РОБОТИ

Визначити стійкість схилу у існуючому і проектному положеннях і обґрунтувати конструктивні рішення підірних стін по захисту території будівництва житлового комплексу в зоні схилу. Також додатково оцінити стійкість схилу при використанні раціональних протизсувних споруд.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Досліджено результати розрахунку стійкості схилу для п'яти характерних перерізів на основі інженерно-геологічних вишукувань (Рис. 1). Для кожного з наведених перерізів створено скінчено-елементну розрахункову схему у відповідності до останніх даних про зміну рельєфу, так як схил частково утворений штучно шляхом скидання ґрунту, який було вийнято з котлованів під нове будівництво. Тому для розрахунку була використана уточнена геодезична зйомка.

В Табл. 1 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи та їх повне найменування. Нашарування ґрунтів показано відповідних розрахункових перерізах (Рис. 2-6).

Ділянка забудови відноситься до «зсувонебезпечної», так як зсувні деформації можуть активізуватися при впливі негативних природних або техногенних факторів. Розрахунки стійкості схилу і укосів виконано згідно діючих нормативних документів [9, 10].

Для числових розрахунків використано модель Hardening soil model (HSM) – це вдосконалена модель Кулона-Мора для моделювання взаємодії між різними типами ґрунтів [8]. Під дією первинного девіаторного навантаження спостерігається зниження жорсткості і одночасно виникають незворотні пластичні деформації. У випадку трьохосних дренажних випробувань залежність між осьовими деформаціями і девіатором напружень може бути апроксимована за допомогою гіперболи. Ця залежність вперше була сформульована Койдером [5] і згодом використана в гіперболічній моделі Дункана-Чанга [3]. На сьогоднішній день модель зі змінними деформативними характеристиками реалізована в поширених розрахункових комплексах. По-перше, теорія пластичності краще описує поведінку ґрунтів ніж пружна теорія. По-друге – дана модель включає дилатансію і по-третє поверхня текучості має шатрову форму.

Числові розрахунки підпірних стін, які виконуються з використанням методу скінчених елементів передбачають врахування технологічної послідовності зведення підпірних стін та моделювання поетапної розробки котловану. Моделювання виконувалось в декілька етапів: 1 етап – визначення напружень від власної ваги, 2 етап – оцінка стійкості схилу до початку будівництва, 3 етап – влаштування паль підпірної стіни, 4 етап – оцінка стійкості схилу після проведення протизсувних заходів.

Для кожного розрахункового перерізу за допомогою числового моделювання було складено розрахункові схеми (Рис. 2-6); виконано оцінку стійкості схилу до початку робіт та після планування ґрунту (Рис. 7); визначено згинальні моменти в палях підпірної стіни та горизонтальні переміщення підпірної стіни з буронабивних паль

(Рис. 8). На основі даних досліджень було розроблено практичні рекомендації по конструюванню кожної ділянки підпірної стіни відповідно до характерних перерізів (Рис. 9).

Розрахунковий переріз 1-1.

Розрахункові схеми створені в програмі Plaxis. Розміри скінчено-елементної моделі – 37,5x80,0 м. На етапі розрахунків кут укосу складає 32°. Для забезпечення стійкості укосу ітераційним методом підібрано кут планування насипного ґрунту, який складає 21°. По спланованому ґрунту влаштувати георешіку та висадити рослини з потужною кореневою системою.

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка «сапожкового» типу. Перепад висот складає – 2м (Рис. 2).

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

№ П/Е	Найменування ґрунту	Геодемічний індекс		Вологість, % д.о.	Вологість на межі текучості, % д.о.	Вологість на межі розкочування, % д.о.	Число пластичності, % д.о.	Показник текучості, % д.о.	Шкіньність часток ґрунту Р _с , %/г ³	Шкіньність ґрунту Р _с , %/г ³	Шкіньність сухого ґрунту Р _с , %/г ³	Коефіцієнт пористості е, д.о.	Шкіньність ґрунту, г/см ³		Кут внутрішнього тертя, град		Питоме зчеплення, кПа		Модуль деформації лабораторій, Е, МПа	Коефіцієнт ґрунту за сейсмічними властивостями	
													р _н /л	р _л	φ _н /л	φ _л	с _н /л	с _л			
																					р _н /л
1а	Насипний ґрунт: сугісок, піщанистий, твердий	І ІІ	природн	0,107	0,20	0,14	0,06	-0,55	1,76	2,67	1,59	0,68	0,42	1,76	1,73	25	22	12	8	12	IV
			прогноз sat	0,221	0,20	0,14	0,06	+1	1,94			0,68	0,87	1,94	1,90	19	16	8	5	7	IV
1б	Насипний ґрунт: пісок ніжкий, середньої шкіньності, малого ступеня водонасичення	І ІІ	природн	0,069	-	-	-	-	1,65	2,65	1,54	0,72	0,26	1,65	1,62	29	25	1	1	20	IV
			прогноз sat	0,231	-	-	-	-	1,90			0,72	0,85	1,90	1,86	28	24	0	0	18	IV
2а	Сугісок піщанистий, з прожарками пилуватого	І ІІ	твердий	0,121	0,19	0,14	0,05	-0,38	1,83	2,67	1,63	0,64	0,51	1,83	1,79	25	22	14	9	15	II
			пластич	0,151	0,20	0,14	0,06	0,18	1,88			0,64	0,63	1,88	1,84	21	18	12	7	14	II
			прогноз sat	0,228	0,18	0,12	0,06	+1	2,00			0,64	0,96	2,00	1,97	19	16	11	7	12	III
3	Пісок ніжкий, середньої шкіньності, від малого ступеня водонасичення до насичення водою	І ІІ	природн	0,070	-	-	-	-	1,71	2,65	1,60	0,66	0,28	1,71	1,68	30	26	2	1	19	II
			прогноз sat	0,222	-	-	-	-	1,95			0,66	0,89	1,95	1,91	29	25	1	0	17	III
4а	Сугілок легкий пилуватий, з прожарками важкого, твердий та напівтвердий	І ІІ	природн	0,151	0,29	0,17	0,12	-0,16	1,88	2,68	1,63	0,64	0,63	1,88	1,84	23	20	27	18	21	II
			прогноз sat	0,280	0,29	0,17	0,12	+1	2,09			0,64	1,17	2,09	2,05	17	15	20	14	18	III
4б	Сугілок важкий, з прожарками легкого, пилуватий, тугопластичний	І ІІ	природн	0,212	0,31	0,17	0,14	0,30	1,86	2,68	1,53	0,75	0,76	1,86	1,82	20	17	23	15	19	II
			прогноз sat	0,275	0,31	0,17	0,14	+1	1,96			0,75	0,99	1,96	1,92	15	13	17	12	17	III
5	Сугісок піщанистий, пластичний	І ІІ	природн	0,194	0,23	0,18	0,05	0,28	1,96	2,67	1,64	0,63	0,83	1,96	1,91	27	23	19	13	16	II
			прогноз sat	0,231	0,23	0,18	0,05	+1	2,02			0,63	0,98	2,02	1,91	21	18	14	9	10	III
6	Пісок ніжкий, середньої шкіньності, насичений водою	І ІІ	природн	0,216	-	-	-	-	2,65	1,98	1,63	0,63	0,91	1,98	1,91	33	29	2	1	30	III
7	Глина важка пилувата, тверда та напівтверда	І ІІ	природн	0,213	0,48	0,17	0,31	0,14	2,72	2,11	1,74	0,56	1,03	2,11	2,07	13	11	105	70	89	II
8	Пісок ніжкий, шліньний, насичений водою	І ІІ	природн	0,205	-	-	-	-	2,65	2,07	1,72	0,54	1,01	2,07	2,03	35	32	4	3	38	III

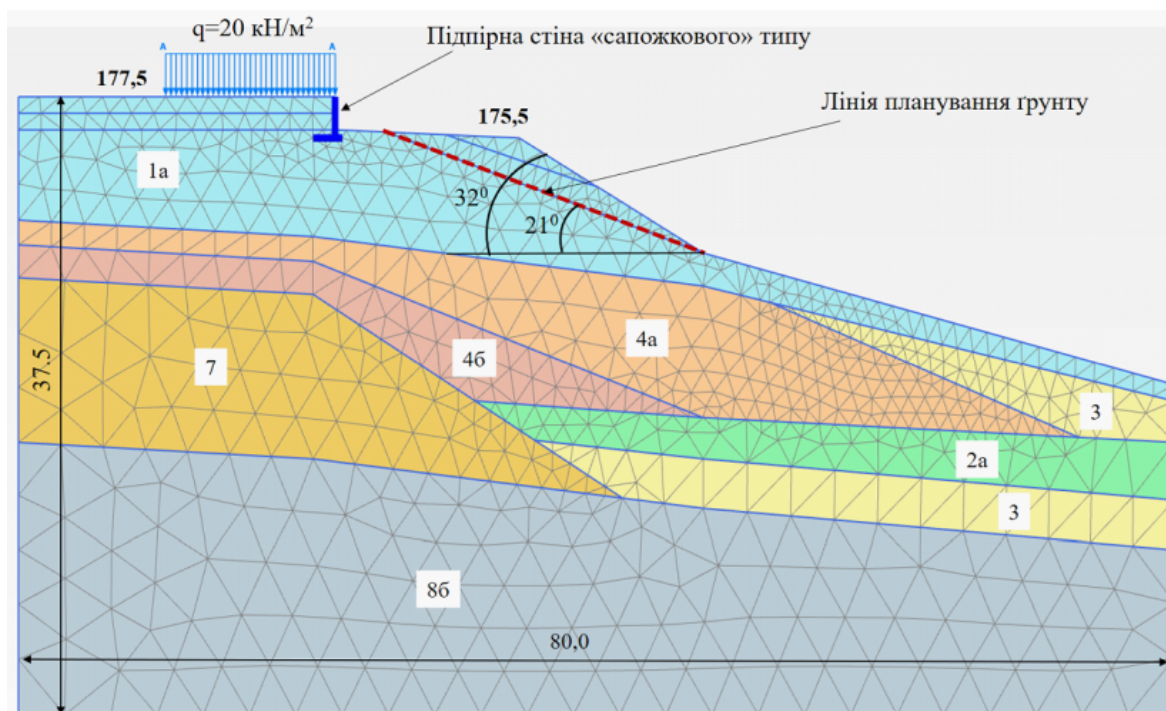


Рис.2. Розрахункова схема для перерізу 1-1.

Fig.2. Calculation scheme for section 1-1.

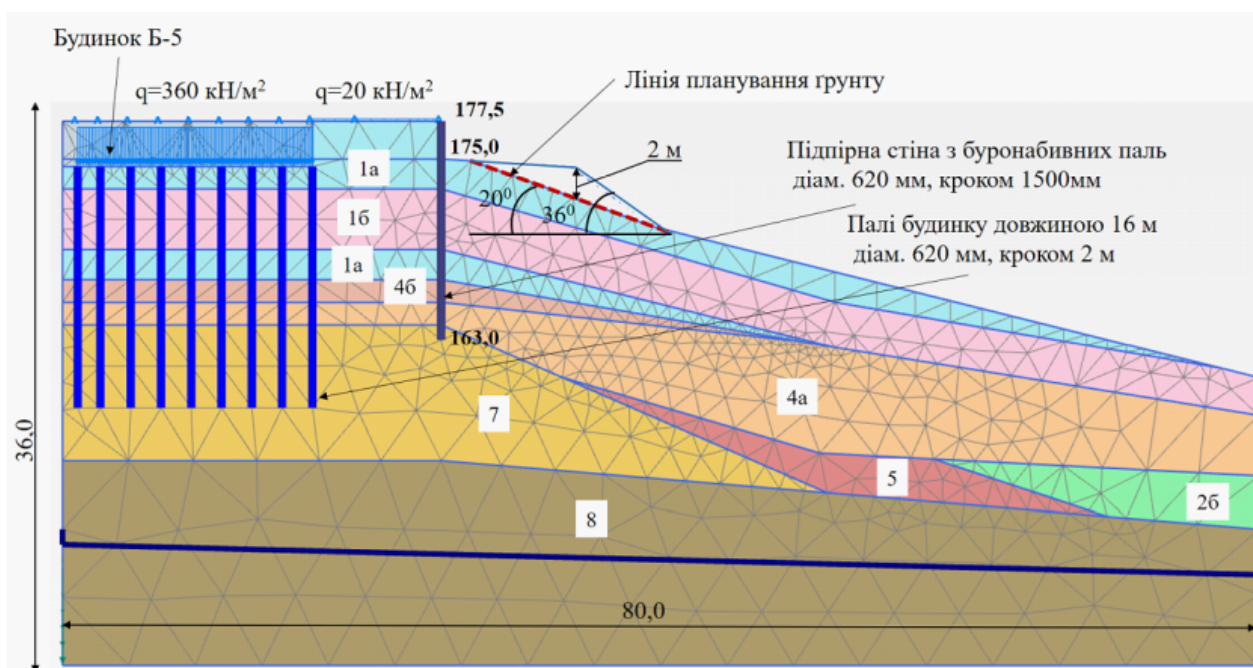


Рис.3. Розрахункова схема для перерізу 2-2.

Fig.3. Calculation scheme for section 2-2.

За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,377 > 1,25$, стійкість схилу забезпечена.

Розрахунковий переріз 2-2.

Розміри скінчено-елементної моделі – 36,0x80,0 м. На етапі розрахунків кут укосу

складає 36°. Ітераційним методом підбрано кут планування ґрунту для забезпечення стійкості укосу, який становить 20°.

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка з буронабивних паль. Жорсткість скінченного елемента паль

приведена для ряду паль діаметром 620 мм, які розташовані з кроком 1,5м. Довжина паль складає 15 м. Перепад висот – 2,5 м.

Скінчено-елементна схема включає фундамент будинку і навантаження від його ваги. Палі будинку довжиною 16 м, діаметром 620 мм. Навантаження від будинку складає 360кН/м^2 (Рис. 3). За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,464 > 1.25$, стійкість схилу забезпечена.

Розрахунковий переріз 3-3.

Розміри скінчено-елементної моделі – $33,0 \times 85,5$ м. На етапі розрахунків кут укосу складає 31° . Ітераційним методом підбрано кут планування ґрунту для забезпечення стійкості укосу, який становить 21° , по якому необхідно влаштувати георешітку.

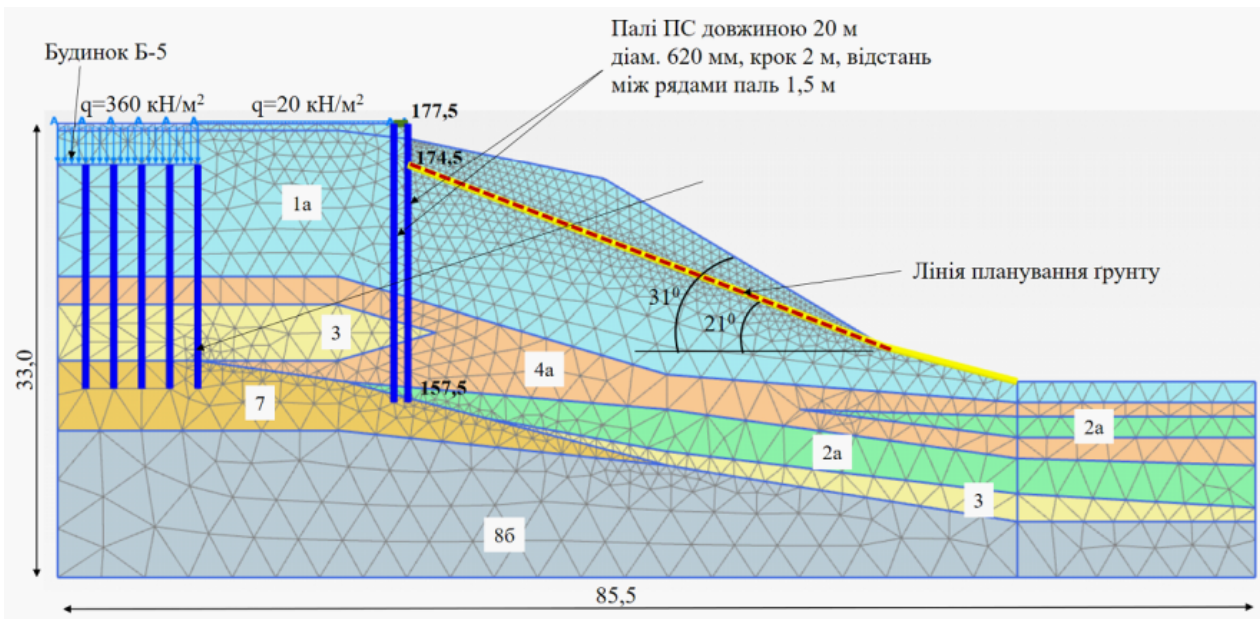


Рис.4. Розрахункова схема для перерізу 3-3.

Fig.4. Calculation scheme for section 3-3.

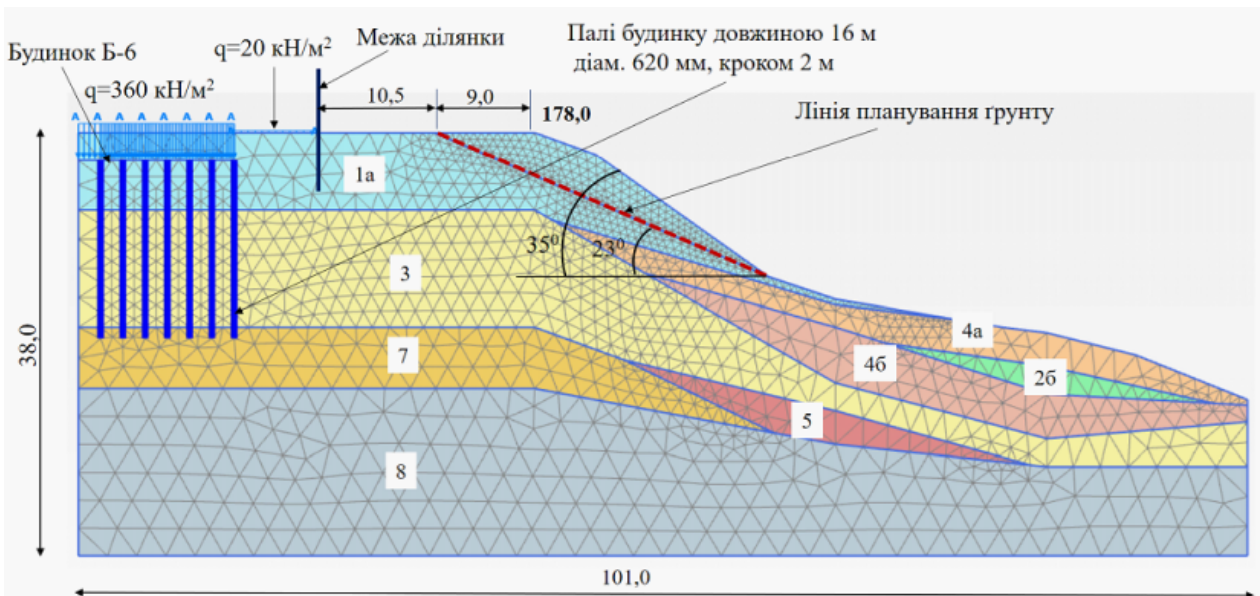


Рис.5. Розрахункова схема для перерізу 4-4.

Fig.5. Calculation scheme for section 4-4.

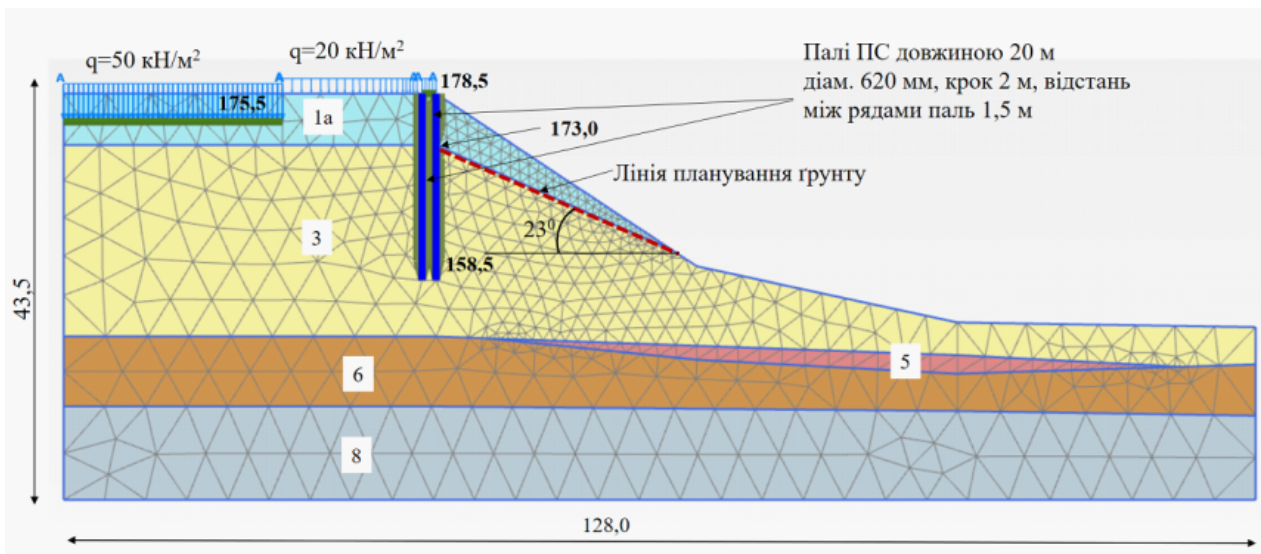


Рис.6. Розрахункова схема для перерізу 5-5.
Fig.6. Calculation scheme for section 5-5.

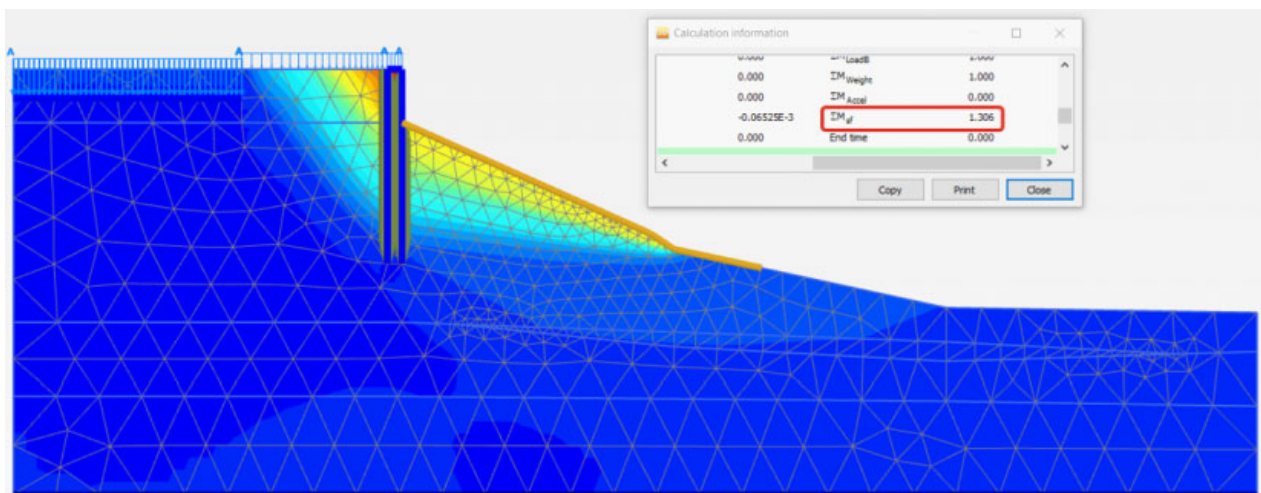


Рис.7. Оцінка стійкості схилу для перерізу 5-5 після планування ґрунту.
Fig.7. Estimation of slope stability for section 5-5 after soil planning.

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка з буронабивних палей діаметром 620 мм, які розташовані з кроком 2 м. Довжина палей складає 20 м. Перепад висот складає – 3 м. Палі розташовані в 2 ряди в шаховому порядку і об'єднані ростверком. Як відомо, така конструкція працює як рама, що підвищує її жорсткість (Рис. 4). За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,301 > 1.25$. Схил стійкий. Максимальні переміщення верху палей склада-

ють 17 мм.

Розрахунковий переріз 4-4.

Розміри скінчено-елементної моделі – 38,0x101,0 м. На етапі розрахунків кут природнього укосу складає 35° . В результаті розрахунків природній схил є не стійким. Тому, для забезпечення стійкості укосу насипного ґрунту необхідно лише спланувати укіс під кутом 23° . За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,34 > 1.25$. Схил стійкий (Рис. 5).

Розрахунковий переріз 5-5.

Розміри скінчено-елементної моделі – 43,5x128,0 м. На етапі розрахунків кут укосу складає 28° . Для забезпечення стійкості укосу ітераційним методом підібрано кут планування ґрунту, який становить 23° .

Для забезпечення проектних позначок влаштована підпірна стінка з буронабивних паль. Жорсткість скінченого елемента паль

приведена для ряду паль діаметром 620 мм, які розташовані з кроком 2 м. Довжина паль складає 20 м. Перепад висот складає – 5,5 м. Палі розташовані в 2 ряди в шаховому порядку і об'єднані ростверком (Рис. 6).

За результатами числового моделювання коефіцієнт стійкості схилу $K_{cm}=1,306 > 1.25$. В такому випадку схил є стійким.

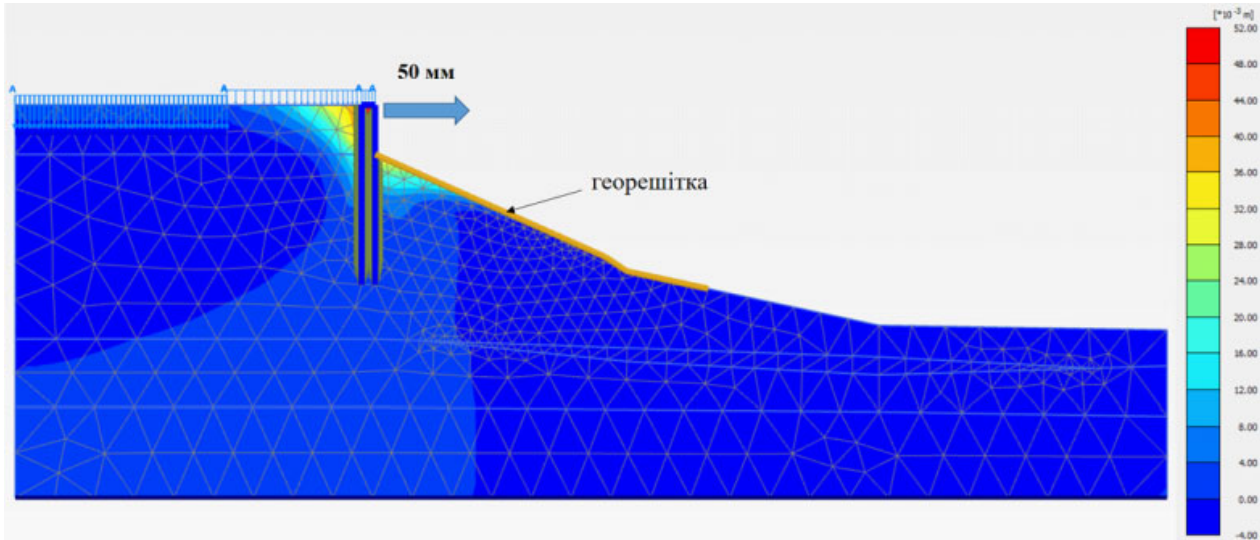


Рис.8. Горизонтальні переміщення підпірної стіни з буронабивних паль для перерізу 5-5.
Fig.8. Horizontal movements of a retaining wall from bored piles for section 5-5.

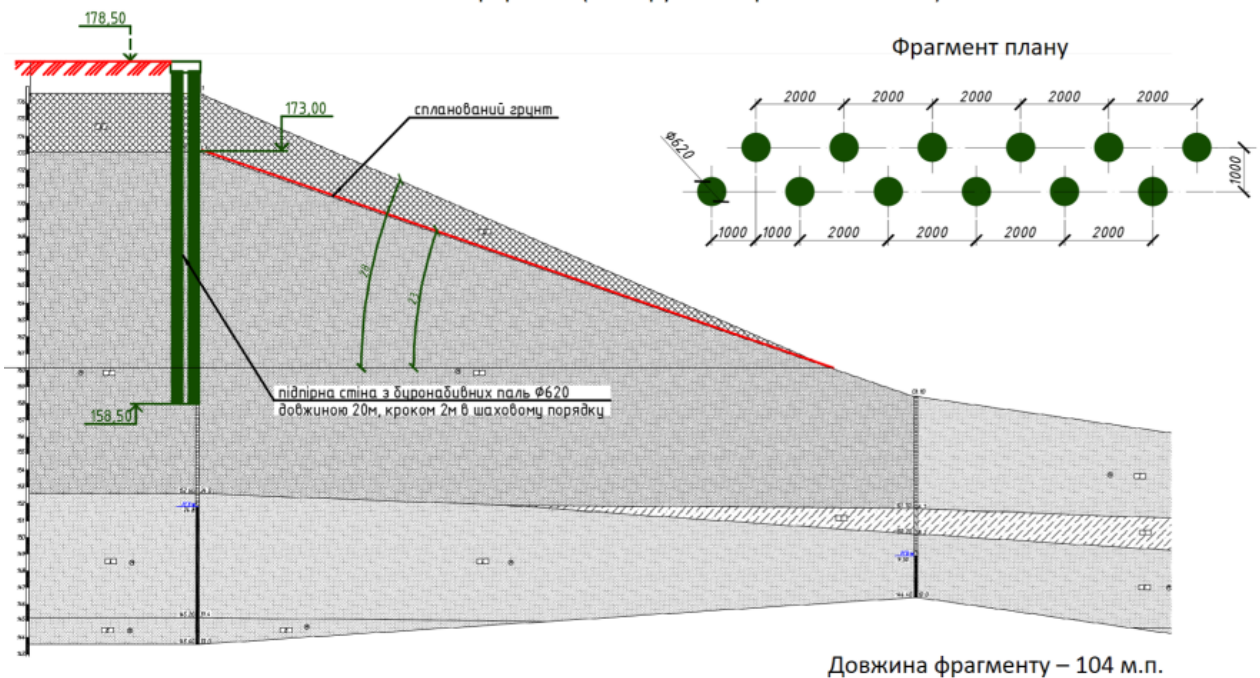


Рис.9. Конструктивні заходи для збільшення стійкості укоса для ділянки в межах перерізу 5-5.

Fig.9. Constructive measures to increase the stability of the slope for the site within the section 5-5.

Таким чином, за результатами проведених розрахунків отримано 4 типових конструктивних рішення для п'ятьох фрагментів в межах ділянки будівництва житлового комплексу, що межує із схилом. По довжині границі ділянки обрані раціональні конструктивні рішення, що забезпечують стійкість схилу з врахуванням експлуатаційних навантажень від руху транспорту та з врахуванням проектних позначок рельєфу. Коефіцієнт стійкості схилу для всіх конструктивних рішень більший за нормативне значення коефіцієнту стійкості 1,25 у відповідності до вимог норм [9, 10]. Розроблені раціональні конструктивні рішення підпірних стін та оптимальне планування території було впроваджено у практику будівництва. При цьому довжина паль підпірних стін обиралася таким чином, щоб перетинати поверхню ковзання, яка формується для ґрунтового масиву з проектними позначками та навантаженням.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що існуючі аналітичні методи розрахунку заглиблених споруд використовуються тільки для попередніх передпроектних рішень і не можуть бути використані для конструкцій, що потребують врахування складних гідрогеологічних умов.

Прийнята пружно-пластична модель деформування ґрунтів зі зміною їх параметрів (модуля деформації) в залежності від рівня напружень у ґрунті (Hardening soil model) дозволяє виявляти зони максимальних значень згинальних моментів (M_{max}) та переміщень (u_{max}) при формуванні НДС взаємодії утримуючих споруд з ґрунтовим масивом. Це дає змогу розробляти раціональні рішення підпірних стін, що забезпечують стійкість схилу.

Наведено, що при проектуванні комплексу заходів для стабілізації території мето-

дика, що використана, дозволяє обґрунтувати положення утримуючих споруд, які враховують особливості природного рельєфу та складні ґрунтові умови.

Показано, що всебічне дослідження напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунти схилу-підпірна стіна» дозволяє отримати надійні та економічні рішення конструкцій підпірних стін з раціонально підбраною довжиною та перерізом паль, а також оптимальним положенням кута нахилу рельєфу із врахуванням напруження ґрунтових умов.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Напружено-деформований стан заглиблених споруд з врахуванням їх жорсткості, технології зведення та характеру навантаження / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, В.В. Жук, В.С. Носенко, В.Л. Підлущий // *Науково-технічний збірник «Будівельні матеріали, виробництво та санітарна техніка»* ISSN 2413-7693. – К.: ТОВ «Видавництво» БАРМИ». – 2018. – Вип. 59. – С. 60-72.
2. Скочко Л.О. Особливості числового моделювання напружено-деформованого стану багатоярусних підпірних стін з врахуванням зміни конфігурації їх окремих ярусів / Л.О. Скочко // *Energy-efficiency in civil engineering and architecture*. К.: «Видавництво Ліра-К». – 2017. – Вип. 9 – С. 227-231.
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. Casagrande volume. pp. 47–86.
5. 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.
6. Plaxis 2D 2015. Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The

- Netherland, 424 p. [ISBN-13: 978-90-76016-18-4]
7. 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. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193
 8. 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.
 9. ДБН В. 1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення: [Чинний від 01.11.2017]. – К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43с.
 10. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. – К.: Мінрегіон України, 2015. – 86с.
 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. Casagrande volume. 47–86.
 5. Kondner R.L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 89. Issue 1. 115–144.
 6. Plaxis 2D 2015. (2015). Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v. ISBN-13: 978-90-76016-18-4. The Netherland, 424.
 7. 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. DOI: 10.1098/rspa.1962.0193
 8. Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam. 81–290.
 9. Inzhenernyi zakhyst terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennia: DBN V. 1.1-46:2017. (2017). – Kyiv: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 43. (in Ukrainian).
 10. Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin: DSTU-N B V.2.1-31:2014. (2015). Kyiv: Minrehion Ukrayiny, 86. (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2018). Napruzhenno-deformovanyi stan zahlyblenykh sporud z vrakhuvanniam yikh zhorstkosti, tekhnolohii zvedennia ta kharakteru navantazhennia [Stress-strain state of deep structures taking into account their rigidity, erection technology and the nature of the load]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: TOV «Vydavnytstvo» BARMY», 59, 60-72 (in Ukrainian).
2. Skochko L.O. (2017). Osoblyvosti chyslovoho modeliuvannia na-pruzhenno-deformovanoho stanu bahatoiary-snykh pidpirnykh stin z vrakhuvanniam zminy konfihuratsii yikh okremykh yarusiv [Features of numerical modeling of stress-strain state of mult-level retaining walls taking into account configuration changes of their levels]. *Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk «Budivelni materialy, vyrobny ta sanitarna tekhnika»*. Kyiv: «Vydavnytstvo Lira-K», 9, 227-231. (in Ukrainian).

Influence of parameters of retaining walls and loose soils on the stability of slopes in the new construction of residential complexes

*Liudmyla Skochko,
Viktor Nosenko,
Vasyl Pidlutskyi,
Oleksandr Gavryliuk*

Summary. The stability of the slope in the existing and design provisions is investigated, the constructive decisions of retaining walls on protec-

tion of the territory of construction of a residential complex in a zone of a slope are substantiated. The stability of the slope when using rational landslide structures is estimated.

The results of the calculation of the slope stability for five characteristic sections on the basis of engineering-geological survey are analyzed. For each of the given sections the finite-element scheme according to the last data on change of a relief is created. The slope was formed artificially by filling the existing ravine with construction debris from the demolition of old houses and from the excavation of ditches for the first houses of the complex. Five sections along the slope are considered and its stability in the natural state and design positions is determined. Also the constructive decisions of retaining walls on protection of the territory of construction of a residential complex as along the slope there are bulk soils with various difference of heights are substantiated. This requires a separate approach to the choice of parameters of retaining walls, namely the dimensions of the piles and their mutual placement, as well as the choice of the angle of the bulk soil along the slope.

The calculations were performed using numerical simulation of the stress-strain state of the system "slope soils-retaining wall" using the finite element method. An elastic-plastic model of soil deformation with a change in soil parameters (deformation module) depending on the level of stresses in the soil is adopted. Hardening soil model (HSM) used. Calculations of slope stability involve taking into account the technological sequence of erection of retaining walls and modeling of the phased development of the pit. The simulation was performed in several stages: Stage 1 - determination of stresses from the own shaft, Stage 2 - assessment of slope stability before construction, Stage 3 - installation of retaining wall piles, Stage 4 - assessment of slope stability after landslides. Based on these studies, practical recommendations were developed for the design of each section of the retaining wall in accordance with the characteristic cross-sections.

Key words. retaining wall, diameter of piles, stability of slopes, difficult soil conditions, numerical modeling, model of soil environment.