

УДК 624.131.23; 624.138.24

Біда С.В., Куц О.В., Підрійко К.В.

**ВИКОРИСТАННЯ ЧИСЕЛЬНИХ МЕТОДІВ ДЛЯ ВИЗНАЧЕННЯ
ХАРАКТЕРИСТИК МІЦНОСТІ ҐРУНТУ ПРИ РОЗРАХУНКАХ
СТІЙКОСТІ СХИЛІВ**

Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка

Україна, Полтава, Першотравневий проспект, 24, 36011

UDC 624.131.23; 624.138.24

Bida S.V., Kuts O.V., Pidriyko K. V.

**THE USAGE OF NUMERICAL METHODS TO DEFINE THE
CHARACTERISTICS OF SOIL STRENGTH IN THE CALCULATION OF
SLOPES' LIFE**

Poltava National Technical Yuri Kondratyuk University

Ukraine, Poltava, Pershotravneva Avenue 24, 36011

У даній роботі розглянуто можливість визначення характеристик міцності лесового ґрунту як у природному стані, так і після підсилення ґрунтоцементними елементами за результатами моделювання одноплщинного зрушення

Ключові слова: питоме зчеплення, одноплщинне зрушення, ґрунтоцементні елементи, моделювання

The authors of this article have examined the possibility to define the characteristics of soil strength either in unrestrained condition, or after reinforcement with soil-cement elements subsequent to the results of model analysis of single shear.

Key words: specific cohesion, single shear, soil-cement elements, model analysis.

Особливістю рельєфу центральної частини України є його розчленованість долинами великих річок. В багатьох випадках схили правого берега річкових долин мають досить значний ухил, а перепад висот сягає 100 метрів і більше. В таких умовах на схилах інтенсивно розвиваються зсувні процеси і боротьба з ними є однією із найбільш актуальних проблем на даний час.

Як було виявлено попередніми дослідженнями [1] у процесі формування четвертинних відкладів геологічна діяльність поверхневих текучих вод та діяльність людини призвели до утворення улоговин, які з часом були перекриті лесовими, лесоподібними, делювіальними і антропогенними ґрунтами. Рух ґрунтових вод, що відбувається по цим улоговинам, приводить до виникнення суфозії лесових ґрунтів, викликає їх перехід у текучопластичний і, навіть, текучий стан і, як наслідок, зменшення характеристик міцності цих ґрунтів. Місця виходу ґрунтових вод на схилах є найбільш небезпечними з точки зору можливості виникнення зсувних процесів.

Над питанням визначення достовірних характеристик міцності ґрунтів, їх нормування, вибору методів розрахунку і впровадження їх у практику будівництва працювали вчені: Березанцев В.Г., Біч Г.М., Винников Ю.Л., Вялов С.С., Зоценко М.Л., Маслов М.М., Месчян С.Р., Разорьонов В.Ф., Цитович М.О., Швець В.Б., Швець Н.С., Школа О.В., Яковлев А.В. та інші, однак проблема визначення достовірних характеристик міцності ґрунтів при визначенні стійкості схилів [2] і на даний момент залишається доволі актуальною. Діючі нормативні документи [3, 4] регламентують визначення характеристик міцності ґрунту в польових і лабораторних умовах. Для цього використовуються випробування ґрунтів як на одноплощинне зрушення, так і випробування при складному напруженому стані, а також використання методу обертального зрізу [5] тощо. Однак найбільш актуальною залишається проблема відповідності умов проведення дослідів умовам, у яких ґрунт перебуває в природному стані.

Однією із проблем є визначення характеристик міцності ґрунту за результатами швидкого зрушення. Термін його проведення не повинен

перевищувати двох хвилин. Випробування вважаються закінченими, якщо при прикладанні чергового ступеня дотичного навантаження відбувається миттєвий зріз (зрив) однієї частини зразка по відношенню до іншої або загальна деформація зрізу буде перевищувати 5 мм. Та якщо для консолидовано-дренованої схеми випробування така умова цілком прийнятна, то прискорені випробування за неконсолідовано-недренованою схемою дають завищені результати.

Уникнути цього явища можна використовуючи обробку результатів випробувань у логарифмічних координатах [6] (рис. 1.).

На графіках така залежність має вигляд ламаної лінії з переломом у двох точках (рис. 1). Перша точка (А) відповідає закінченню фази ущільнення та початку фази локальних зрушень та прийнята за структурний опір ґрунту зрушенню. Друга точка (В) відповідає закінченню фази локальних зрушень та початку фази пластичних деформацій і відповідає довготривалому опору.

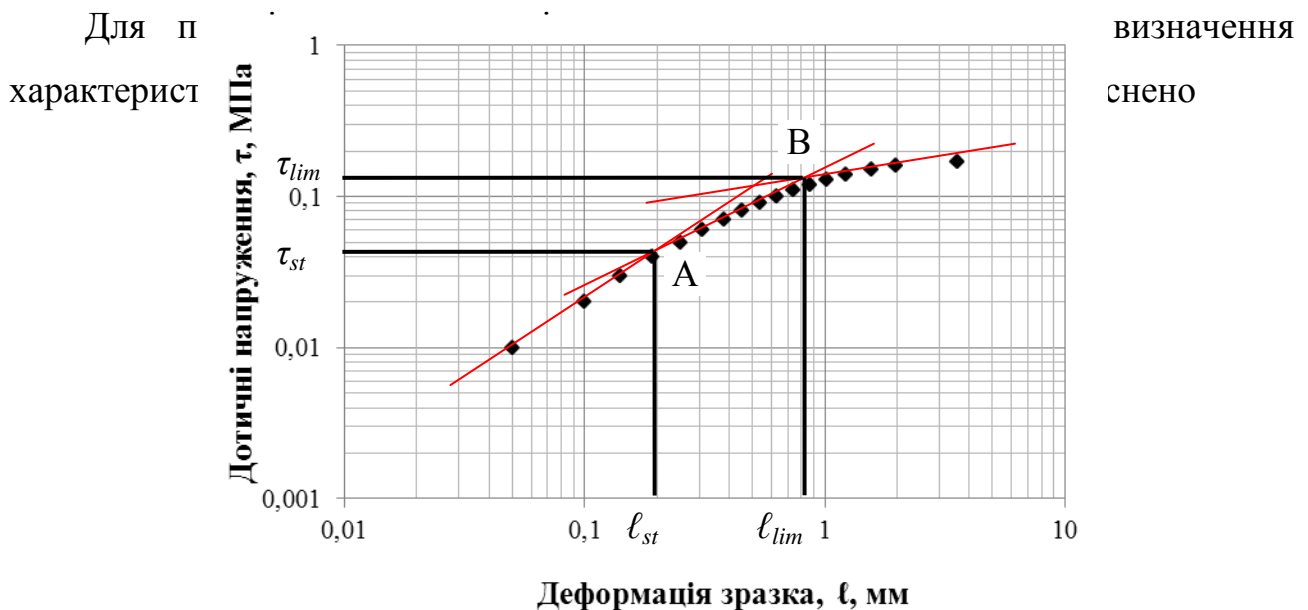


Рис. 1. Графіки залежностей деформацій ℓ від дотичних напружень τ в логарифмічних координатах: А, В – межі між фазами деформування; ℓ_{st} , τ_{st} , ℓ_{lim} , τ_{lim} – відповідно деформації та дотичні напруження, при яких руйнуються структурні та загальні зв'язки

математичне моделювання процесу одноплощинного зрушення у програмному комплексі Plaxis-3D Foundation, який є повністю автоматизованим, базується на чисельних методах та розроблений спеціально для аналізу напружено-деформованого стану.

Для перевірки результатів було проведено моделювання одноплощинного зрушення зразків ґрунту, взятих із зсувонебезпечного схилу в м. Полтава на Інститутській горі. Ґрунт мав такі характеристики: щільність ґрунту $\rho=1,595 \text{ т/м}^3$; вологість ґрунту $W=0,16$; вологість на межі текучості $W_L=0,31$; вологість на межі пластичності $W_P=0,20$. Характеристики міцності ґрунту визначалися за результатами проведення лабораторних випробувань ґрунту, замоченого до повного водонасичення.

За неможливості задати в програмному комплексі Plaxis-3D Foundation розрахункову схему у вигляді кільця спочатку була створена ідеалізована геометрична модель ґрунту, за допомогою точок, ліній та кластерів на креслярському полі розмірами в плані $93 \times 93 \text{ мм}$. Висота умовного зразка ґрунту становила 35 мм. Для моделювання у заданому об'ємі необхідно було виділити геометричний об'єкт, що являє собою зразок циліндричної форми (діаметр основи – 71 мм, висота – 35 мм, площа поперечного перерізу – 40 см^2 й об'єм – 135 см^3). Поставлена задача була вирішена шляхом створення у створеному масиві ґрунту багатокутника з 32 точок у плані який моделював металеву обойму (кільце). Сусідні точки з'єднувалися прямолінійними у плані елементами із заданою відповідною жорсткістю, після чого проводиться формування кінцево-елементної сітки. Для проведення моделювання ґрунт, який розміщений за межами кільця, в розрахунках не враховувався, що досягалося задаванням відповідних параметрів у розрахунковій схемі, яка в результаті приймала вигляд, показаний на рис. 2.

Для відповідності розрахункової схеми реальним випробуванням утворене кільце розділялось на дві частини, з яких нижня частина закріплювалась

нерухомо, а верхня мала можливість вільного зміщення у горизонтальному напрямку (рис. 3). Для цього по нижній межі та на лініях ВА і ГН прийнято

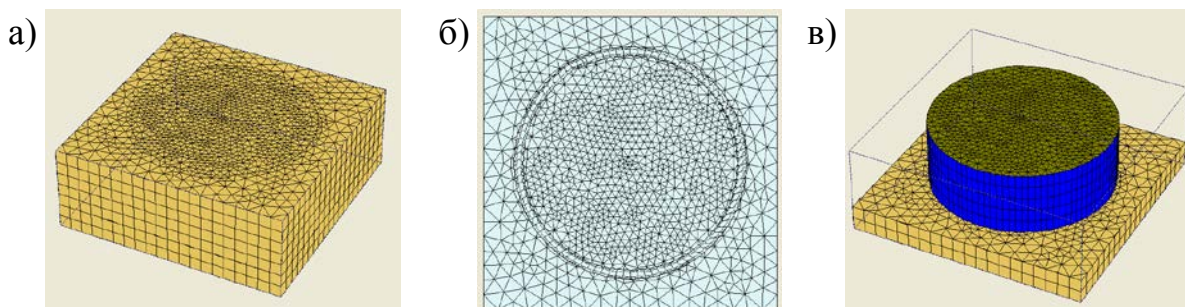


Рис. 2. Геометрична модель зразка ґрунту: а – заданий масив ґрунту, б – кінцево-елементна сітка після виділення кільця, в – загальний вигляд створеної просторової моделі

шарнірне закріплення вузлів з обмеженням переміщення по осях Х та Y. Висота закріпленої частини розрахункової області складає 10 мм. Висота щілини становила 0,5 мм. Для забезпечення умови обтиснення ґрунту верхньою обоймою приладу прийнято рівність переміщень крайніх вузлів (на лініях CD та EF), які належать до частини моделі, що зміщується

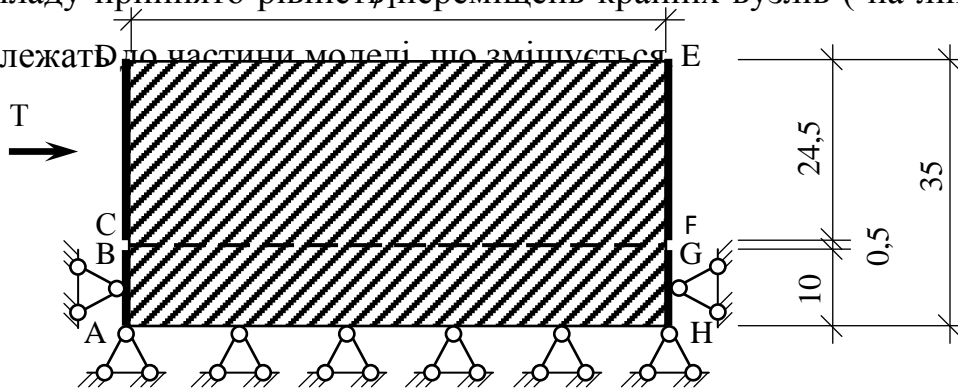


Рис. 3. Розріз розрахункової схеми зразка ґрунту в кільці для моделювання випробувань на зрушення

Для відповідності напружено-деформованого стану дійсності у зразку ґрунту враховувались напруження від власної ваги ґрунту, які генерувались на першому етапі розрахунку. На другому етапі до моделі прикладалось

вертикальне навантаження для створення нормального тиску, яке відповідало дослідному. Рівномірний розподіл навантаження по усій площі кільця забезпечувався за допомогою використання у моделі жорсткого штампа, через який навантаження передавалося на зразок ґрунту.

Горизонтальне навантаження прикладалося ступенями. При моделюванні орієнтовна кількість ступенів визначається шляхом ділення величини зрушуючого навантаження T на величину ступеня Q , який приймається, як і при лабораторних дослідях, залежно від прикладеного вертикального тиску σ та консистенції ґрунту. У процесі моделювання фіксувалися значення деформацій зразка Δl на кожному етапі. Закінчення розрахунків визначалось сходженням ітераційного процесу.

Після проведення розрахунків програмний комплекс Plaxis-3D Foundation дає можливість провести аналіз напружень та деформацій як у повній геометричній моделі, так і у поперечних розрізах. В результаті зрушення верхньої частини кільця відносно нижньої розрахункова модель приймає

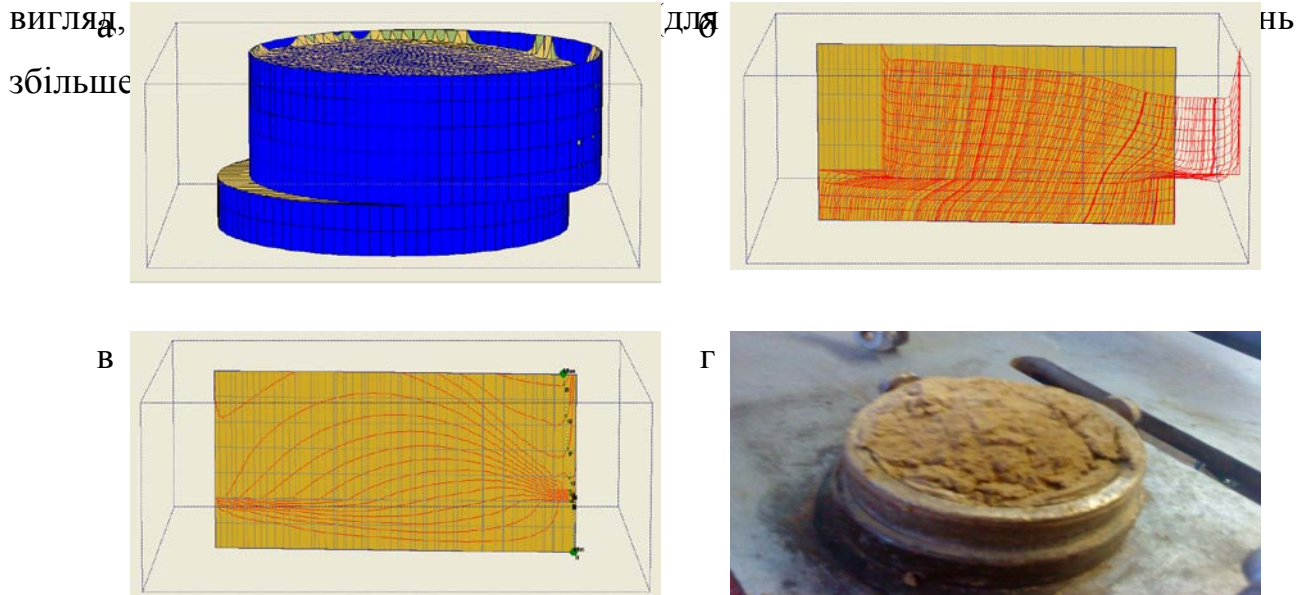


Рис. 4. Результати моделювання одноплощинного зрушення:

а – загальний вигляд моделі зразка; б – деформована сітка скінчених елементів; в – ізолінії деформацій; г – загальний вигляд зразка після зрушення

В процесі проведення розрахунків можна проаналізувати розвиток як загальних деформацій, так і деформацій ґрунту у перерізі зразка (рис. 4, б). Аналізуючи ізолінії переміщень можна відзначити їх криволінійний випуклий характер (рис. 4, в), що підтверджується формою поверхні зрушення лабораторних зразків (рис. 4, г), яка теж має випуклу форму.

Таблиця 1

Порівняння граничних дотичних напружень, отриманих за результатами лабораторних випробувань та моделювання

Граничні дотичні напруження τ , МПа	Нормальні напруження σ , МПа					
	0,025	0,050	0,075	0,10	0,20	0,30
Водонасичений ґрунт						
Метод довготривалого зчеплення	0,0200	0,030	0,0425	0,0525	0,095	0,120
	0,0225	0,0325	0,0475	0,055	0,090	0,130
За результатами моделювання	0,022	0,031	0,041	0,052	0,089	0,126

Результати моделювання випробувань зразків ґрунту на одноплощинне зрушення представлені в таблиці 1, де для порівняння приведені значення граничних напружень, отриманих за результатами лабораторних випробувань. Високе співпадіння результатів моделювання та лабораторних випробувань свідчить про адекватність прийнятої моделі ґрунту та відповідність розрахункової схеми умовам проведення лабораторних дослідів.

В результаті впливу фільтраційного потоку ґрунтових вод в улоговині на лесові ґрунти останні з часом значно зменшують характеристики міцності, а структурне зчеплення повністю втрачають. В такому разі виникає питання можливості підвищення характеристик міцності лесового ґрунту та забезпечення його необхідної несучої здатності з урахуванням впливу ґрунтових вод.

Закріплення ґрунтів можливе різними методами. Такі роботи проводились Н.М. Віленкіною, М.Л. Зоценком, В.І. Крисаном, Б.А. Ржаніциним, П.А. Ребіндером, А.Н. Токіним, В.С. Шокарєвим, А. Добсоном, Л. Казагранде та іншими вітчизняними і зарубіжними вченими [7, 8, 9]. Метою закріплення ґрунту є утворення між твердими частинками нових міцних зв'язків, в основному за рахунок в'язучих речовин, які б дозволили збільшити міцність ґрунту (підвищити питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя) та забезпечення їх тривалого існування з урахуванням впливу потоку ґрунтових вод. Лесові ґрунти є сприятливим середовищем для проведення такого роду робіт, оскільки мають досить високу пористість і проникність. Окрім того, закріплення дозволяє різко зменшити водопроникність ґрунту, що різко зменшить ризик виникнення та руйнуючий вплив таких процесів як суфозія, перехід ґрунту у текучий стан тощо. Таким чином зміцнення лесових ґрунтів матиме практично незворотний характер.

Закріплення ґрунтів з використанням бурозмішувальної цементації можливе навіть у мулистих та інших слабких водонасичених глинистих ґрунтах текучої консистенції. Додатковими перевагами даного способу є порівняно невисока вартість та простота виконання робіт. Для закріплення ґрунту за бурозмішувальною технологією необхідні бурова установка, розчинозмішувач та розчинонасосне обладнання. Після приготування закріплюючого водноцементного розчину його подають у ґрунт шляхом нагнітання через бурову колону та перемішують з ґрунтом за допомогою бурозмішувача. Таким чином створюють армуючі елементи у ґрунті за рахунок чого підвищується міцність ґрунту.

Однак в такому разі виникає складність при визначенні стійкості схилів, пов'язана з визначенням характеристик армованого ґрунту. Механічні властивості ґрунтоцементних елементів набагато вищі від характеристик звичайного ґрунту. Окрім того розміри зони армованого ґрунту, яка б містила достатню кількість армуючих елементів надто великі, щоб визначити характеристики міцності за результатами натурних випробувань.

Тому для визначення характеристик міцності армованого ґрунту було проведено моделювання одноплосинного зрізу зразків ґрунту, армованих різною кількістю ґрунтоцементних елементів (рис. 5). Відсоток армування (відношення сумарної площі армуючих елементів до площі поперечного перерізу зразка) становив 2,2 %, 4,4 % та 6,6 % відповідно при 7, 14 та 21 армуючих елементах. Для запобігання передачі вертикального навантаження безпосередньо на армуючі елементи їх висота становила 33 мм, що менше висоти зразка у кільці (35 мм).

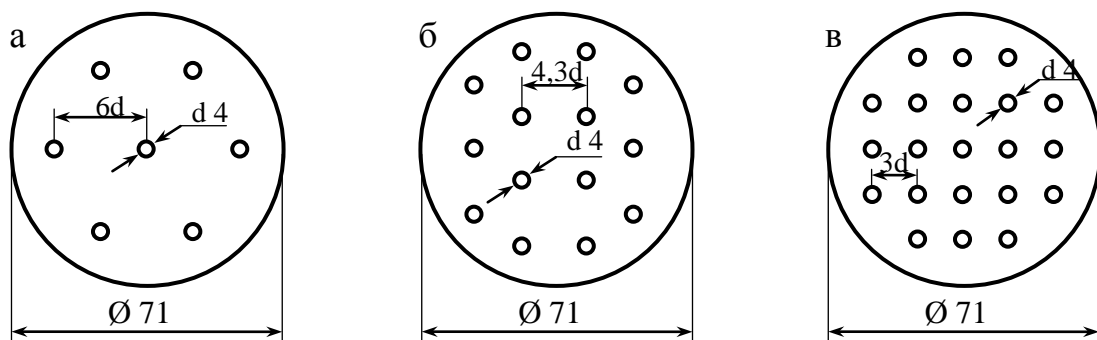


Рис. 5. Зразки закріпленого ґрунту: а – 2,2 %; б – 4,4 %; в – 6,6 %

Характеристики лесового суглинку приймалися за результатами лабораторних випробувань, аналогічно моделюванню зрушення неармованого ґрунту. У поставленій задачі було прийнято, що напружено-деформований стан армуючих елементів описується умовою граничного стану Мора – Кулона. Тому вихідними параметрами для ґрунтоцементних елементів були питома вага γ , кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c та модуль деформації E . Значення цих параметрів були прийняті з досвіду проектування закріплених основ і становили $\gamma=18,2$ кН/м³, $\varphi=7^\circ$, $c=100$ кПа, $E=100$ МПа.

Формування розрахункової області виконувалось аналогічно моделюванню зрушення неармованого ґрунту. Однак у загальному об'ємі кільця виділялись армуючі елементи циліндричної форми. Вигляд моделі зразка ґрунту при відсотку армування 2,2 % показаний на рис. 6.

Для порівняння результатів були проведені лабораторні випробування зразків ґрунтів, армованих відповідно до схем, показаних на рис. 5. Перед

приготуванням зразків ґрунт висушувався, перетирався у фарфоровій ступці і просіювався через сито з діаметром вічка 1 мм. Після зволоження до вологості $W = 30\%$ отриману ґрунтову пасту вкладали у кільця (внутрішній діаметр $d = 71$ мм, висота $h = 35$ мм, площа перерізу $A = 40$ см²), після чого зразки ґрунту армувалися вертикальними ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ)

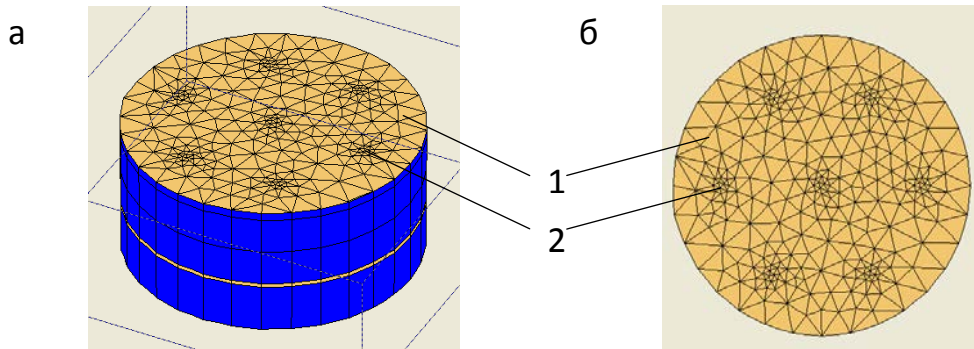


Рис. 6. Модель зразка армованого ґрунту з відсотком армування 2,2 % (7 ГЦЕ): а – загальний вигляд закріпленого зразка; б – вид зверху; 1 – ґрунт, 2 – елемент армування

діаметром $d = 4$ мм. Для утворення армуючого елемента у визначеному місці у зразку утворювався наскрізний отвір діаметром 4 мм, який потім заповнювався ґрунтоцементом. З нижнього та верхнього боку зразка отвір на 2-3 мм заповнювався ґрунтом, після чого поверхні зразків вирівнювались.

Для набуття ґрунтоцементом необхідної міцності зразки зберігалися протягом 28-ми діб у вологому ексікаторі. По мірі готовності зразки випробувались за схемою неконсолідовано-недренованого випробування при вертикальних тисках, що не перевищували значення природного (0,025, 0,050 і 0,075 МПа). Горизонтальне навантаження прикладалося ступенями по 0,005 МПа.

Обробку результатів моделювання та лабораторних випробувань зразків ґрунту, армованих ґрунтоцементними елементами, проведено аналогічно до обробки результатів зрушення зразків природного складу. Результати визначення дотичних напружень наведені у таблиці 2.

За результатами обробки залежностей критичних дотичних напружень від вертикального напруження були отримані значення характеристик міцності, визначені за методами структурного та довготривалого зчеплення для ґрунту з різним відсотком армування.

Графіки залежності структурного та питомого (довготривалого) зчеплень від відсотка армування представлені на рис. 7.

Таблиця 2

Порівняння граничних дотичних напружень, отриманих за результатами лабораторних випробувань та моделювання

Відсоток армування	Граничні дотичні напруження τ , МПа	Нормальні напруження σ , МПа		
		0,025	0,050	0,075
0%	Метод структурного зчеплення	0,0035	0,006	0,008
		0,0045	0,007	0,009
	За результатами моделювання	0,004	0,006	0,008
	Метод довготривалого зчеплення	0,0200	0,030	0,0425
		0,0225	0,0325	0,0475
2,2%	Метод структурного зчеплення	0,009	0,011	0,0145
		0,0105	0,012	0,0145
	За результатами моделювання	0,010	0,0125	0,015
	Метод довготривалого зчеплення	0,028	0,037	0,048
		0,029	0,040	0,050
4,4%	Метод структурного зчеплення	0,015	0,017	0,0215
		0,0165	0,021	0,022
	За результатами моделювання	0,016	0,019	0,022
	Метод довготривалого зчеплення	0,033	0,044	0,054
		0,034	0,045	0,054
6,6%	Метод структурного зчеплення	0,020	0,022	0,027
		0,021	0,024	0,0275
	За результатами моделювання	0,020	0,0235	0,027
	Метод довготривалого зчеплення	0,037	0,05	0,06
		0,038	0,051	0,062
	За результатами моделювання	0,035	0,047	0,057

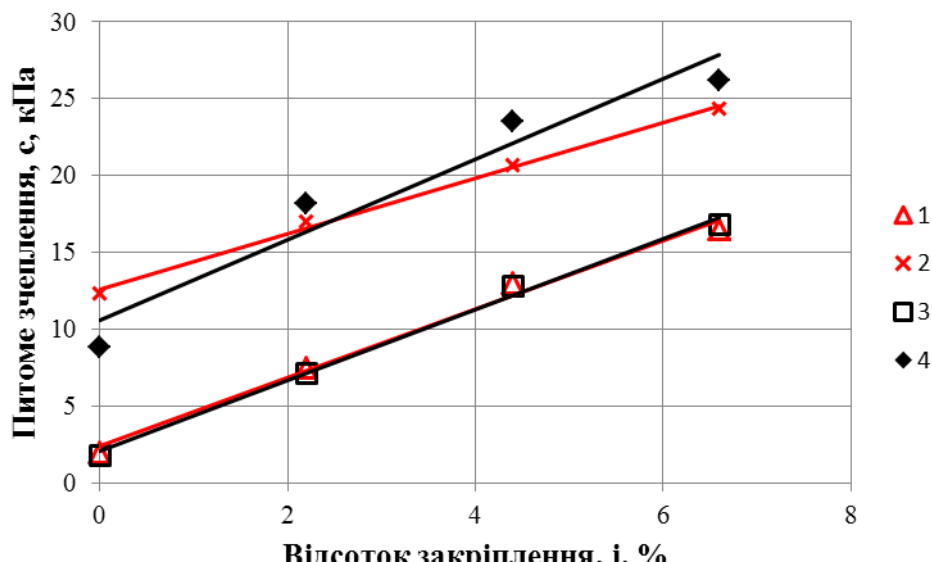


Рис. 7. Графіки залежності зчеплення від відсотка армування:

**1, 3 – структурне; 2, 4 – довготривале; 1,2 – за результатами моделювання,
3, 4 – за результатами лабораторних випробувань**

Наведені залежності можуть бути апроксимовані у вигляді лінійних залежностей. Для моделювання вони мають вигляд:

$$c_{st} = 2,227 i + 2,4 \quad (r = 0,990) \text{ [кПа]}; \quad (1)$$

$$c = 1,805 i + 12,62 \quad (r = 0,996) \text{ [кПа]}. \quad (2)$$

А для лабораторних випробувань:

$$c_{st} = 2,3 i + 2,06 \quad (r = 0,995) \text{ [кПа]}; \quad (3)$$

$$c = 2,614 i + 10,55 \quad (r = 0,936) \text{ [кПа]}. \quad (4)$$

Досить високе значення коефіцієнта кореляції ($r > 0,8$) вказує на існування виявлених залежностей. Порівняння характеристик міцності, отриманих за результатами лабораторних випробувань на зрушення та моделювання одноплосинного зрізу наведені у табл. 3. Деяка невідповідність результатів може бути пояснена неоднорідністю зразків ґрунту, що використовувалися для проведення дослідів.

Таблиця 3

**Порівняння характеристик міцності закріпленого ґрунту, отриманих
за результатами моделювання та лабораторних випробувань**

Відсоток армування i , %	Характеристики міцності, визначені за методом			
	структурної міцності		довготривалої міцності	
	c_{st} , кПа	φ , град	c , кПа	φ , град
0	<u>2,0</u>	<u>5</u>	<u>12,3</u>	<u>21</u>
	1,8	5	8,8	25
2,2	<u>7,5</u>	<u>6</u>	<u>17,0</u>	<u>22</u>
	7,2	5	18,2	22
4,4	<u>13,0</u>	<u>7</u>	<u>20,7</u>	<u>23</u>
	12,8	7	23,5	22
6,6	<u>16,5</u>	<u>8</u>	<u>24,3</u>	<u>24</u>
	16,8	8	26,2	25

Аналітичний вираз залежності	$c_{st} = 2,227 i + 2,4 (r = 0,990)$ $c_{st} = 2,3 i + 2,06 (r = 0,995)$	$c = 1,805 i + 12,62 (r = 0,996)$ $c = 2,614 i + 10,55 (r = 0,936)$
------------------------------	--	---

Примітка. У чисельнику вказані значення, отримані за результатами моделювання, у знаменнику – за результатами лабораторних випробувань

Однак аналітичні залежності зміни величини питомого зчеплення від відсотку армування мають однаковий характер, а емпіричні коефіцієнти цих рівнянь мають досить близькі значення. Особливо це стосується зчеплення, визначеного за методом структурної міцності.

Проведені дослідження дають можливість зробити висновок щодо суттєвого збільшення питомого зчеплення ґрунту за допомогою його армування ґрунтоцементними елементами, а отримані залежності дозволяють використати ефект армування при розрахунках стійкості схилів та проектуванні протизсувних конструкцій.

Література.

1. С.В. Біда. Особливості зсувних процесів на схилах річкових долин // Будівельні конструкції. Міжвідомчий наук.-техн. збірник. Вип. 75: В 2-х кн.: Книга 2. Київ. ДП НДІБК, 2011. – с. 371-377.

2. Великодний Ю.Й., Біда С.В., Титаренко В.А., Ягольник А.М. Проблеми, які потребують наукових досліджень при проектуванні й будівництві в умовах зсувних територій. // Зб. наук. пр. (галузеве машинобуд., буд-во). – Вип. 9. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – С. 24 – 27.

3. ДБН В.1.1-3-97. Інженерний захист територій, будинків і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. Київ, 1998.

4. ДСТУ Б.В.2.1-4-96 (ГОСТ 12248-96). Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформативності.

5. Ягольник А.М. Визначення структурного зчеплення зв'язного ґрунту методом обертального зрізу // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наук. праць. Випуск 18. – Рівне, 2009. – с 570-577.

6. Великодний Ю.Й., Біда С.В., Ягольник А.М., Завалій Б.І. Визначення структурного зчеплення та тривалої міцності зв'язного ґрунту// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, 2007. – Вип. 19.– С. 15 – 20.

7. Використання ґрунтоцементу, виготовленого за бурозмішувальною технологією, для влаштування протифільтраційних завіс / [Ю.Й. Великодний, М.Л. Зоценко, С.В. Біда, А.М. Ягольник, І.І. Ларцева] // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГТ, 2010. – Вип. 20. – С. 11–16.

8. Зоценко М.Л. Прогресивні методи підготовки основ та будівництва фундаментів / М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції: міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2008. – С. 23–37.

9. Токин А.Н. Фундаменты из цементогрунта / А.Н. Токин. – М.: Стройиздат, 1984. – 183 с.