

Міністерство освіти і науки України  
Український державний університет науки і технологій

Кваліфікаційна наукова праця  
на правах рукопису

ХАРЧЕНКО ВІТАЛІЙ ВОЛОДИМИРОВИЧ

УДК 624.138:624.154

**ДИСЕРТАЦІЯ**  
**ОБГРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ**  
**ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ОСНОВ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ**  
**ПРИ ЇХ ПІДСИЛЕННІ МІКРОПАЛЯМИ**

192 – Будівництво та цивільна інженерія

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей,  
результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

  
\_\_\_\_\_ Харченко В. В.

Науковий керівник: Андреев Володимир Сергійович,  
кандидат технічних наук, доцент

Дніпро – 2024

## АНОТАЦІЯ

*Харченко В. В.* Обґрунтування параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. – Український державний університет науки і технологій, Дніпро, 2024.

Дисертація присвячена розробці наукової задачі підсилення основ цивільних будівель мікропалями. На практиці з'ясовано, що палі діаметром 0,5...1,2 м та довжиною 6,0...12,0 м, створені на основі буроін'єкційної (*jet-grouting*) або бурозмішувальної (*drilling-mixing technology*) технологій, можуть бути вкорочені і перетворені на мікропалі (довжина  $\geq 6,0$  м). Однак дотепер відсутнє узагальнення досвіду застосування вказаних технологій створення мікропаль, а їх розрахунок проводиться згідно нормативного документу, що регламентує визначення міцності та стійкості забивних або буронабивних палей.

Вирішення наукової задачі визначення параметрів системи «грунтова основа, підсилена мікропалями» в дисертаційній роботі базується на отриманні автором закономірностей напружено-деформованого стану при взаємодії її елементів. Відповідно, метою дисертаційної роботи є обґрунтування на базі отриманих результатів напружено-деформованого стану параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями.

Для досягнення мети в дисертаційній роботі виконано порівняльний аналіз буроін'єкційної та бурозмішувальної технологій влаштування мікропаль, результати якого стали підґрунтям доказу, що обидві технології під час підсилення слабких ґрунтових основ мають найбільшу ступінь прогнозованості зміни напружено-деформованого стану системи «грунтова основа, підсилена мікропалями».

Створено скінченно-елементні моделі фундаменту цивільної споруди для проведення обґрунтування параметрів міцності та деформативності ґрунтової

основи у непідсиленому стані та після підсилення, причому в якості еталонного проведено аналітичний розрахунок напружень та переміщень за нормативним документом.

На базі створених скінченно-елементних моделей вперше отримано закономірність вертикальних переміщень мікропалі від модуля пружності ґрунтової основи, яка є степеневою залежністю вигляду  $s = aE_s^{-b}$  (ступінь апроксимації  $R^2 = 0,99$ ), що надають змогу прогнозувати деформований стан для достатньо широкого діапазону модуля пружності слабкої ґрунтової основи ( $E = 5 \dots 20$  МПа). Отримані автором закономірності визначають наукову новизну дисертаційної роботи.

За допомогою результатів параметричного чисельного аналізу виконано обґрунтування напружено-деформованого стану підсиленої мікропаллями основи з урахуванням нового підходу до їх взаємного впливу. Отримані результати доводять, що, базуючись на нормативному документі, який розроблено для забивних або буронабивних паль, неможливо ефективно зменшити вертикальні переміщення шляхом зближення мікропаль, оскільки відстань між мікропаллями в  $3d$  для елементів, що створені на основі буроін'єкційної й бурозмішувальної технологій, є мінімальною. Результати також свідчать, що застосування навіть поодиноких мікропаль зменшує вертикальні переміщення в 11,7...11,9 % (мікропаля з ґрунтоцементу) і в 18,1...18,5 % (мікропаля з армованого ґрунтоцементу).

Проведено експериментальні дослідження міцності та стійкості непідсиленої та підсиленої мікропаллями ґрунтової основи в плоскому лотку. Проаналізовано результати моделювання, які доводять позитивний вплив підсилення (14,7 мм у підсиленій мікропалелю моделі на відміну від 17,5 мм у непідсиленій, тобто зменшення вертикальних переміщень в 1,19 рази).

Проведено порівняльний аналіз результатів теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень, отримана в його ході похибка знаходиться в діапазоні 8,29...8,69 %, що свідчить про високий ступінь достовірності проведеного чисельного та експериментального дослідження

фундаменту цивільної будівлі на непідсиленій та підсиленій мікропалею ґрунтовій основі.

Ключові слова: мікропалея, ґрунтова основа, підсилення, чисельний аналіз, міцність, деформативність, напружено-деформований стан, закономірності.

Список публікацій здобувача.

*Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати:*

1. Петренко, В. Д. Залежності напружено-деформованого стану фундаментів та основ при їх відновленні на основі бурюін'єкційних свердловин [Текст] / В. Д. Петренко, В. В. Харченко, Р. М. Терещук, О. М. Петров // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2020. – № 18. – С. 96-105. DOI:

<https://doi.org/10.15802/bttrp2020/217872> (фахове видання)

2. Петренко, В. Д. Порівняльний аналіз технологій влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ [Текст] / В. Д. Петренко, В. С. Андреев, В. В. Харченко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2021. – № 19. – С. 69-77. DOI:

<https://doi.org/10.15802/bttrp2021/233978> (фахове видання)

3. Харченко, В. В. Обґрунтування вибору моделі основи та фундаменту будівлі під час її підсилення мікропалеями [Текст] / В. В. Харченко, В. Д. Петренко // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2023. – № 23. – С.

88-94. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281162> (фахове видання)

4. Харченко, В. В. Результати експериментальних лоткових досліджень ґрунтової основи при її підсиленні мікропалею [Текст] / В. В. Харченко, В. С. Андреев // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – 2024. – № 25. – С.

119-125. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2024/303475> (фахове видання)

*Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:*

5. Dubinchyk, O. Geotechnical analysis of optimal parameters for foundations interacting with loess area [Електронний ресурс] / O. Dubinchyk, D. Bannikov, V. Kildieiev, V. Kharchenko // II International Conference Essays of Mining Science and Practice // E3S Web of Conferences 168, 00024. DOI:

<https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016800024> (тези конференції; видання індексується у наукометричній базі Scopus)

6. Андреев, В. С. Теоретико-практичні аспекти наукової задачі підсилення основ для фундаментів цивільних будівель [Текст] / В. С. Андреев, В. В. Харченко // Матеріали 80 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, Дніпро, 2020. – С. 182-183. (тези конференції)  
<https://crust.ust.edu.ua/items/c0a9f444-897c-4f62-a10b-a87e250b221b>

7. Petrenko, V. Regularities of the deformed state of the geotechnical system “soil base – micropile” [Електронний ресурс] / V. Petrenko, D. Bannikov, V. Kharchenko, T. Tkach // III International Conference Essays of Mining Science and Practice // *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 2022, 970, 012028. DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/970/1/012028> (тези конференції; видання індексується у наукометричній базі Scopus)

8. Петренко, В. Д. Результати лоткових експериментів підсиленого мікропалею стрічкового фундаменту / Петренко В. Д., Андреев В. С., Харченко В. В. // Матеріали VIII Міжнародної науково-практичної конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», 19-20 жовтня 2022 р. – Дніпро, 2022. – С. 36-38. (тези конференції) <https://crust.ust.edu.ua/items/c0cb8305-07db-4098-9447-b476ceced521>

Внесок автора у наукові публікації, що написані у співавторстві: в публікаціях [5] і [7], що індексуються у наукометричній базі Scopus, Харченко В. В. отримав результати чисельного та аналітичного аналізу, брав участь в пошуку закономірностей напружено-деформованого стану стрічкового фундаменту; у фахових статтях [1] і [3] розробив скінченно-елементні моделі та аналізував результати розрахунку, у фаховій статті [2] проводив аналіз та брав участь у формуванні висновків, у фаховій статті [4] був виконавцем досліджень у плоскому лотку, проводив порівняльний аналіз, брав участь у формуванні висновків; в тезах конференцій [6] і [8] визначав мету і постановку завдань.

## ABSTRACT

*Vitalii Kharchenko* Justification of the parameters of strength and deformability of civil buildings foundations when they are reinforced with micropiles. – Qualifying scientific work on the rights of the manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the doctor of philosophy on a specialty 192 – Building Industry and Civil Engineering. – Ukrainian State University of Science and Technologies, Dnipro, 2024.

The dissertation is dedicated to the development of the scientific problem of civil buildings foundations strengthening with micropiles. In practice, it has been found that piles with a diameter of 0.5 ... 1.2 m and a length of 6.0 ... 12.0 m, created on the basis of jet-grouting or drilling-mixing technology, can be shortened and transformed into micropiles (length  $\geq 6.0$  m). However, so far there is no generalization of the experience of using the indicated technologies for creating micropiles, and their calculation is carried out according to the regulatory document that regulates the determination of the strength and stability of driven or bored piles.

The solution to the scientific problem of determining the parameters of the "soil base reinforced with micropiles" system in the dissertation is based on the author's obtaining the regularities of the stress-strain state during the interaction of its elements. Accordingly, the aim of the dissertation is to substantiate based on the obtained results the stress-strain state of strength and deformability parameters of civil buildings' foundations when they are reinforced with micropiles.

To achieve the goal, a comparative analysis of jet-grouting and drilling-mixing technologies for the installation of micropiles was performed in the dissertation, the results of which became the basis for proving that both technologies during the strengthening of weak soil bases have the highest degree of predictability in the stress-strain state changes of the "soil base reinforced with micropiles" system.

Finite-element models of the foundation of a civil structure were created to justify the strength and deformability parameters of the soil base in the unreinforced state and after reinforcement, and as a reference, analytical calculations of stresses

and displacements were carried out according to the regulatory document.

On the basis of the created finite-element models, for the first time, the regularity of the vertical displacements of the micropile was obtained from the modulus of elasticity of the soil base, which is a power dependence of the form  $s=aE_s^{-b}$  (degree of approximation  $R^2=0.99$ ), which makes it possible to predict the deformed state for a sufficiently wide range of the modulus elasticity of a weak soil base ( $E=5...20$  MPa). The patterns obtained by the author determine the scientific novelty of the dissertation.

On the basis of the parametric numerical analysis results, the substantiation of the stress-strain state of the micropiles-reinforced foundation was made based on a new approach to their mutual influence. The obtained results prove that, based on the regulatory document that is developed for driven or bored piles, it is impossible to effectively reduce vertical displacements by bringing micropiles closer, since the distance between micropiles in  $3d$  for elements created on the jet-grouting and drilling-mixing technologies is minimal. The results also show that the use of even single micropiles reduces vertical movements by 11.7 ... 11.9 % (soil cement micropiles) and 18.1 ... 18.5 % (reinforced soil cement micropiles).

Experimental studies of the strength and stability of unreinforced and micropiles-reinforced soil base in a flat tray were conducted. The simulation results were analyzed, which prove the positive effect of reinforcement (14.7 mm in the model reinforced with micropile, in contrast to 17.5 mm in the unreinforced one, i.e., a decrease in vertical displacement by 1.19 times).

A comparative analysis of the results of theoretical concepts with the results of experimental studies was carried out, the error obtained in the course of it is in the range of 8.29 ... 8.69 %, which indicates a high degree of reliability of the conducted numerical and experimental research of a civil building foundation on unreinforced and micropiles-reinforced soil foundation.

Keywords: micropile, soil base, strengthening, numerical analysis, strength, deformability, stress-strain state, regularities.

## ЗМІСТ

	С.
<b>ВСТУП</b> .....	10
<b>1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ОСНОВ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ЇХ ПІДСИЛЕННІ МІКРОПАЛЯМИ</b> .....	16
1.1 Критичний аналіз моделей основи при її підсиленні мікропалями... 16	16
1.2 Аналіз технологій підсилення конструкцій фундаментів та основ в процесі їхньої експлуатації .....	26
1.3 Порівняльний аналіз буроін'єкційної (струминної) та бурозмішувальної технологій влаштування мікропаль .....	28
<b>2 ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ОСНОВ ПРИ ЇХ ПІДСИЛЕННІ МІКРОПАЛЯМИ</b> .....	36
2.1 Первинний аналіз стрічкового фундаменту цивільної будівлі на непідсиленій основі .....	36
2.2 Обґрунтування міцності підсиленої мікропалями основи.....	49
2.3 Обґрунтування деформативності підсиленої мікропалями основи... 57	57
<b>3 ОБҐРУНТУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПІДСИЛЕНОЇ МІКРОПАЛЯМИ ОСНОВИ З УРАХУВАННЯМ НОВОГО ПІДХОДУ ДО ЇХ ВЗАЄМНОГО ВПЛИВУ</b> .....	64
3.1 Критичний аналіз підходів до взаємного впливу мікропаль та ґрунтової основи .....	64
3.2 Розробка скінченно-елементних моделей непідсиленої та підсиленої ґрунтових основ.....	68
3.3 Параметричний аналіз системи під час зміни її деформаційних характеристик .....	72
3.4 Параметричний аналіз з варіацією відстані між елементами підсилення.....	79

<b>4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА СТІЙКОСТІ ОСНОВИ, ПІДСИЛЕНОЇ МІКРОПАЛЯМИ .....</b>	<b>88</b>
4.1 Методика експериментальних досліджень міцності та стійкості основи в плоскому лотку .....	88
4.2 Результати досліджень деформованого стану стрічкового фундаменту на непідсиленій та підсиленій основах .....	96
4.3 Порівняльний аналіз результатів теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень .....	100
<b>ВИСНОВКИ .....</b>	<b>102</b>
<b>СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ .....</b>	<b>104</b>

## ВСТУП

Спорудження будь-яких об'єктів, які мають своєю основою ґрунт, наприклад, фундаментів цивільних будівель, потребує забезпечення міцності та стійкості сукупної природно-інженерної системи. У випадку, коли ґрунт має невисоку міцність або є таким, що значно деформується, забезпечити експлуатаційні характеристики без проведення додаткових заходів неможливо. Під час прикладення тиску на ґрунтову основу, який перевищує її міцність (розрахунковий опір), формується пружно-пластичний напружено-деформований стан (НДС), що призводить цивільну будівлю в неексплуатаційний або навіть аварійний стан.

В останні роки з'явилася та плідно розвивається нова концепція створення цивільних об'єктів на ґрунтовій основі. Вона базується на тому, що до початку спорудження проводиться підсилення основи, тобто параметри її міцності та деформативності завищують з тим розрахунком, що після спорудження закладений запас дещо зменшиться. При цьому підсилена система, хоча і втрачає деяку долю значень міцності та деформативності, все ж залишає запас, який дозволяє їй нормально експлуатуватися.

Серед десятків методів підсилення ґрунтової основи в останній час в Україні та країнах Європейського Союзу найбільш широко застосовуваним є метод створення вертикальних елементів (паль або мікропаль) за допомогою бурин'єкційної (*jet-grouting*, струминне нагнітання) або бурозмішувальної (*drilling-mixing technology*) технологій. Слід підкреслити, що при всій технологічній пропрацьованості обох технологій до сих пір не існує теоретичного узагальнення їхнього впливу на ґрунтову основу.

Ця проблема обтяжується тим, що на практиці з'ясовано, що палі діаметром 0,5...1,2 м та довжиною 6,0...12,0 м, створені на основі *jet-grouting* або *drilling-mixing technology*, можуть бути вкорочені і перетворені на мікропалі (довжина  $\geq 6,0$  м). Цей практичний крок, що дозволяє успішно виконати задачу підсилення ґрунтової основи цивільної будівлі з елементами підсилення

довжиною до 6 метрів (в середньому 3,0...6,0 м), тобто мікропалями, ускладнює розуміння ситуації, що аналізується. Це відбувається тому, що зовнішня подібність таких мікропаль із забивними або буронабивними палями ніяким чином не пояснює їхню роботу із оточуючим ґрунтом.

Система «ґрунтова основа, підсилена мікропалями», може в першому наближенні розумітися як композитна. Проте таке розуміння не прояснює взаємодії між елементами підсилення та оточуючою їх ґрунтовою основою. При тому, що досліджень конкретних випадків, проаналізованих в наукових статтях, існує сотні та тисячі, навіть первинного узагальнення проведено не було. Слід оговорити, що в дисертаційній роботі розглядаються бурозмішувальна та буроін'єкційна технології створення мікропаль тому, що вони відрізняється технологічною простотою та, на відміну від *jet-grouting*, потребують менших витрат матеріалів (цемент, пісок, стиснуте повітря тощо).

Вказані технології наразі є альтернативними до класичної технології створення ущільнених прошарків (подушок) для підсилення ґрунтових основ під фундаменти цивільних будівель. Проаналізувавши стан застосування бурозмішувальної та буроін'єкційної технологій створення мікропаль в Україні, слід відмітити, що вони вже були застосовані широко і ефективно для покращення параметрів міцності та деформативності основ. Однак, навіть зважаючи на український досвід визначних дослідників (Ю. Л. Винников, С. І. Головка, М. Л. Зоценко, Н. В. Зуєвська, В. В. Крисан, В. І. Крисан, Л. О. Недужа, В. Д. Петренко, В. Л. Седін, О. Л. Тютькін та інших), застосування ґрунтових подушок наразі є таким, що превалює.

Така об'єктивна ситуація пояснюється тим, що наразі в Україні відсутнє узагальнення досвіду застосування бурозмішувальної та буроін'єкційної технологій створення мікропаль, а також обґрунтування параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями. Складна ситуація склалася під час розробки нормативної документації, оскільки, з огляду на світовий досвід, створення державних будівельних норм, виходячи зі старих документів, неможливо.

Таким чином, науково-технічна задача дослідження системи «грунтова основа, підсилена мікропалями», визначення закономірностей напружено-деформованого стану при взаємодії її елементів і, відповідно, обґрунтування параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями є актуальною задачею для галузі будівництва в Україні. Вирішення цієї задачі, що базується на отриманні напружень та переміщень ґрунтової основи, що підсилюється мікропалями, є важливим науковим результатом, який може бути використаний під час розробки нормативних документів або створенні нового концептуального бачення цього типу підсилення.

Дисертаційна робота виконана відповідно до тематики науково-дослідних робіт Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (нині – Український державний університет науки і технологій), а саме держбюджетних науково-дослідних робіт (НДР) «Виконання завдань перспективного плану розвитку наукового напрямку “Технічні науки” Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна на 2021 рік» (номер державної реєстрації 0122U000381) та «Виконання завдань перспективного плану розвитку наукового напрямку “Технічні науки” Українського державного університету науки і технологій на 2023 рік» (номер державної реєстрації 0123U103708). Автор був виконавцем робіт за вказаними НДР, результати дисертаційної роботи у вигляді результатів чисельного аналізу використані під час написання звіту вказаних НДР.

**Метою дисертаційної роботи** є обґрунтування на базі отриманих результатів напружено-деформованого стану параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями.

Для досягнення поставленої мети у роботі сформульовані та вирішені такі **завдання дослідження**:

1. Провести аналіз стану питання визначення параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями.

2. Виконати порівняльний аналіз буроін'єкційної (струминної) та бурозмішувальної технологій влаштування мікропаль.

3. Створити скінченно-елементні моделі фундаменту цивільної споруди для проведення обґрунтування параметрів міцності та деформативності ґрунтової основи у непідсиленому стані та після підсилення.

4. За допомогою результатів параметричного чисельного аналізу виконати обґрунтування напружено-деформованого стану підсиленої мікропальями основи з урахуванням нового підходу до їх взаємного впливу.

5. Провести експериментальні дослідження міцності та стійкості непідсиленої та підсиленої мікропальями ґрунтової основи в плоскому лотку та проаналізувати результати моделювання.

6. Провести порівняльний аналіз теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень для визначення адекватності авторських положень з результатами моделювання.

**Об'єктом дослідження** є ґрунтова основа цивільної будівлі, підсилена мікропальями.

**Предметом дослідження** є закономірності напружено-деформованого стану, які дозволяють обґрунтувати параметри міцності та деформативності основи цивільної будівлі, підсилена мікропальями.

В якості основного **методу дослідження** був використаний метод скінченних елементів, який реалізовано в розрахунковому ліцензійному комплексі Structure CAD for Windows, version 7.29 R.3 (SCAD) (номер ліцензії F755B84 (КМВКВ RA 4810)). На базі цього комплексу були розроблені всі скінченно-елементні моделі, що були розраховані та проаналізовані в дисертаційній роботі. Експериментальні дані отримані під час лабораторних досліджень в Галузевій науково-дослідній лабораторії механіки ґрунтів ДНУЗТ/УДУНТ.

**Наукова новизна отриманих результатів.**

1. Вперше, ґрунтуючись на результатах чисельного аналізу із високим ступенем апроксимації  $R^2=0,99$ , отримано закономірність вертикальних

переміщень мікропалі, створеної за допомогою буроін'єкційної або бурозмішувальної технологій, від модуля пружності ґрунтової основи, яка є степеневною залежністю вигляду  $s=aE_s^{-b}$ , що надає змогу прогнозувати деформований стан для достатньо широкого діапазону модуля пружності слабкої ґрунтової основи ( $E=5\dots 20$  МПа).

2. Вперше з урахуванням результатів параметричного чисельного аналізу доведено, що, базуючись на нормативному документі, який розроблено для забивних або буронабивних паль, неможливо ефективно зменшити вертикальні переміщення шляхом зближення мікропаль, оскільки відстань між мікропаллями в  $3d$  для елементів, що створені за допомогою буроін'єкційної й бурозмішувальної технологій, є мінімальною, проте застосування навіть поодиноких мікропаль зменшує вертикальні переміщення в 11,7...11,9 % (мікропалля з ґрунтоцементу) і в 18,1...18,5 % (мікропалля з армованого ґрунтоцементу).

**Практичне значення отриманих результатів** полягає в обґрунтуванні параметрів міцності та деформативності підсиленої мікропаллями основи за допомогою нового підходу до їх взаємного впливу і таким чином дозволяють визначати напружено-деформований стан основи шляхом варіювання довжини, діаметру, деформаційних характеристик та розташування мікропаль, підбираючи оптимальні параметри підсилення, що потребується для різних ґрунтових основ, на яких зводяться цивільні будівлі.

**Особистий внесок здобувача.** Наукові роботи аспіранта були опубліковані у співавторстві. В цих роботах автором була визначена мета, поставлені наукові завдання, проведений порівняльний та виконаний чисельний аналіз на основі розроблених автором скінченно-елементних моделей.

**Апробація матеріалів дисертації.** Матеріали дисертаційної роботи викладалися на таких наукових заходах: VII Міжнародна науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», що присвячена 100-річчю з дня народження академіка М. Г. Бондаря та 110-річчю з дня народження професора М. Н. Гольдштейна, 01-02 жовтня 2020 р., Дніпровський

національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпро; II International Conference "Essays of Mining Science and Practice", April 22-24, 2020, Institute of Geotechnical Mechanics named by N. Poljakov of National Academy of Sciences of Ukraine, Dnipro, Ukraine; 80 Міжнародна науково-практична конференція «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту», 17-18 вересня 2020 р., Дніпровський національний університет залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна, м. Дніпро, 2019; III International Conference Essays of Mining Science and Practice, October 06-08, 2021, Institute of Geotechnical Mechanics named by N. Poljakov of National Academy of Sciences of Ukraine, Dnipro, Ukraine; VIII Міжнародна науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», 19-20 жовтня 2022 р., Український державний університет науки і технологій.

**Структура та обсяг дисертації.** Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, висновків та списку використаних джерел. Загальний обсяг – 113 сторінок, з них 86 сторінок основного тексту, 32 рисунки на 30 сторінках, 10 таблиць на 8 сторінках, список використаних джерел з 95 назв на 10 сторінках.

# 1 АНАЛІЗ СТАНУ ПИТАННЯ ВИЗНАЧЕННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ОСНОВ ЦИВІЛЬНИХ БУДІВЕЛЬ ПРИ ЇХ ПІДСИЛЕННІ МІКРОПАЛЯМИ

## 1.1 Критичний аналіз моделей основи при її підсиленні мікропаллями

Відомо, що фундаменти пальової конструкції під час їх проєктування та розрахунку державними нормами рекомендується розглядати як умовно суцільні (ДБН В.2.1-10-2009, 2010; ДБН В.2.1-10:2018, 2018). Однак, застосування мікропаль, наприклад, створених на основі бурозмішувальної або буроін'єкційної технологій (Zotsenko, N., Vynnykov, Yu., & Zotsenko, V., 2015; Зоценко, М. Л., Винников, Ю. Л., & Зоценко, В. М., 2016; Петренко, Харченко, Терещук, & Петров, 2020), потребують обґрунтування цієї тези.

В загальному випадку, під час застосування аналітичних або чисельних методів розрахунку фундаментів, підсиленних мікропаллями, слід визначитися з моделлю основи, з якою вони контактують (Винников, 2004; Зоценко, М. Л., Винников, Ю. Л., & Зоценко, В. М., 2016). Авторські результати дослідження цього питання викладені в роботі (Харченко, & Петренко, 2023).

Таке визначення потрібне для того, щоб врахувати дію мікропалі на загальний напружено-деформований стан, оскільки вибір моделі (пружний півпростір, шар кінцевої товщини, різні основи типу вінклерівської або пастернаковської тощо) суттєво впливає на розрахункову область та спосіб визначення напружень та переміщень (Андрєєв, & Харченко, 2020).

На даний час для розрахунку основ по деформаціям широко використовується модель Н. М. Герсєванова, який запропонував для визначення напружено-деформованого стану використовувати співвідношення лінійної теорії пружності, а при ущільненні ґрунту виділяти три фази:

- фазу ущільнення та місцевих руйнувань;
- фазу інтенсивних зрушень та ущільнення в сторони від зон пластичної деформації;
- фазу загального зсуву із виникненням випиранням ґрунту.

Фундаменти, в тому числі ті, що підсилюються мікропалями, проєктуються таким чином, щоб навантаження на основу не перевищувало певної межі, яка дозволяє проводити розрахунки за деформаціями у фазі ущільнення. Таким чином, при заміні модуля пружності на модуль загальної деформації, що враховує пружні і пластичні (залишкові) деформації, вдається забезпечити несучу здатність фундаменту з урахуванням властивостей ґрунту, а також виконувати розрахунки в більшому діапазоні тисків.

На ранньому етапі використання моделі Н. М. Герсєванова для вирішення практичних завдань виникли такі проблеми, що полягають у врахуванні (Зоценко, Коваленко, Хілобок, & Яковлєв, 2004):

- конструктивних та технологічних особливостей фундаментів будівель і споруд, що розраховуються;
- жорстких характеристик фундаментів;
- малого терміну випробувань та швидкого завантаження ґрунтових зразків порівняно з терміном експлуатації споруд та часом застосування до основи навантаження.

Слід зазначити, що це вище перелічене певною мірою враховано і усунуто під час створення нормативних документів. Над цим працювали кілька поколінь дослідників, деякі з них відмовилися від моделі Н. М. Герсєванова на користь іншої, що більш повно враховує ті чи інші особливості деформування ґрунтових основ (Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008; Han, 2015).

Ґрунти, з яких складається основа, як правило, мають природне походження зі складною історією утворення. Отже, фізико-механічні властивості різних видів ґрунтів можуть відрізнятися. При описі поведінки ґрунтів під навантаженням використовуються моделі дискретного та суцільного середовища, які застосовуються під час розрахунку осідань фундаментів на слабкій ґрунтовій основі в Розділі 2. Оскільки вирішувалися задачі статичного характеру, проблему вдалося звести до отримання значень осідань з одночасним визначенням напружень (Зоценко, Коваленко, Хілобок, & Яковлєв, 2004; Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008).

Слід відмітити, що застосування чітких аналітичних рішень, що прив'язані до вже розроблених методів розрахунку, може в деяких випадках (неоднорідна основа, якою слабка ґрунтова основа стає після занурення в неї мікропалі) бути складним. Проте слід відмітити, що розроблені аналітичні методи є підґрунтям для чисельного аналізу, оскільки вони відіграють роль перевірки, а також дозволяють порівняти отримані результати розрахунків скінченно-елементних моделей.

Найбільш досконалими даними серед методів є запропонований Н. А. Цитовичем метод еквівалентного шару, суть якого зводиться до побудови рішення ґрунту, що знаходиться в умовах компресійного стиснення під впливом розподіленого визначеним чином по глибині об'ємного навантаження. При цьому закон зміни об'ємного навантаження відповідає епюрі розподілу вертикальної нормальної напруженості, розрахованого для випадку просторового завдання. Необхідно відзначити, що такий підхід, однак, не дозволяє повністю відобразити фактичний характер ущільнення ґрунтових основ, що знаходяться під впливом місцевого навантаження (дія мікропалі), оскільки при компресії немає можливості відтоку порової рідини в горизонтальному напрямку (Han, & Ye, 2006a, 2006b; Reddy Madhusudan, & Ayothiraman, 2015).

На основі аналізу існуючого досвіду провести обґрунтування вибору моделі основи та фундаменту будівлі під час його підсилення мікропаллями. Такий методологічний крок дозволить прийняти до подальших наукових досліджень модель ґрунтової основи, яка більш повно відповідає взаємодії мікропаль, фундаменту визначеної жорсткості та варіації їхніх параметрів (El Kamash, & Han, 2017; Hwang, Kim, & Shin, 2017; Alnuaim, El Naggar, & El Naggar, 2018).

Найбільшого поширення на практиці розрахунку конструкцій на пружній основі, зокрема фундаментів, отримав метод Б. М. Жемочкіна. Пружну основу Б. М. Жемочкін представляє системою вертикальних зв'язків (стрижнів), розташованих по лінії контакту основи та фундаменту, що зумовлює спільність деформацій системи у цій зоні. Жорсткість зв'язків характеризує умова спільної

роботи пружної основи та фундаменту і в загальному випадку може бути змінною в плані (Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008; Qian, & Lu, 2011).

Використовуючи змішаний метод будівельної механіки, Б. М. Жемочкін формує вихідну систему розрахункових рівнянь щодо невідомих зусиль у цих абсолютно жорстких зв'язках, додаючи рівняння рівноваги статиці. Точність розрахунків визначається кількістю зв'язків. Метод загальних пружних деформацій основи, розроблений з використанням **гіпотези пружного півпростору** (рис. 1.1), перебільшує розподільну роль ґрунту.

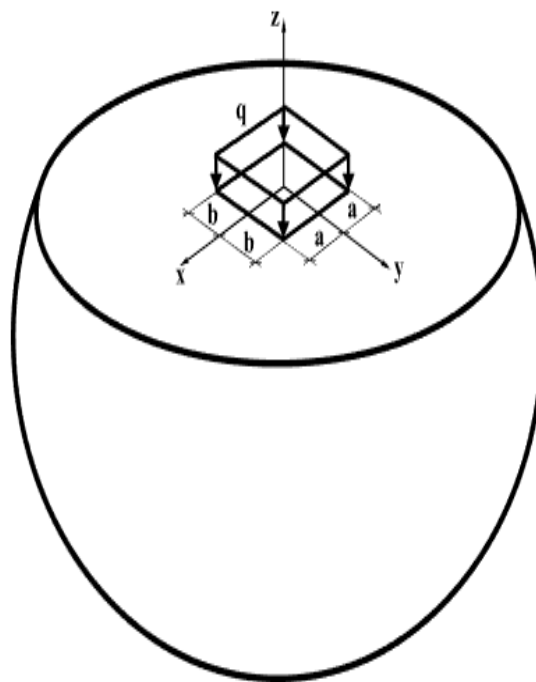


Рисунок 1.1 – Модель пружного півпростору

Метод Б. М. Жемочкіна базується на робочій гіпотезі, оскільки залучення пружного півпростору до теоретичних побудов має основою чіткі та відпрацьовані рішення теорії пружності і, ширше, механіки суцільного середовища. Проте для чисельного підходу застосування цього методу має деякі недоліки, наприклад, потребу в створенні скінченно-елементних моделей із завищеними розмірами розрахункової області.

Перебільшення розподільної ролі ґрунту в методі Б. М. Жемочкіна призвело до розробки методів визначення деформацій ґрунтів, що наділяють

основу проміжною розподільчою здатністю між гіпотезою Вінклера та гіпотезою пружного півпростору. Недоліки, властиві гіпотезі Вінклера, значною мірою усуваються з використанням методу змінного коефіцієнта жорсткості С. Н. Клепікова (Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008; Головка, 2010). Цей метод, зберігаючи в загальному вигляді вінклерівську основу для залежності між навантаженням і осадкою, проте дозволяє наділити стисливу основу реальними властивостями, характерними як для пружної, так і нелінійно-деформованої основи при поетапному її завантаженні.

Під час застосування методу Б. М. Жемочкина, для розрахунку конструкцій на ґрунтовій основі за пружністю досліджувалася А. П. Синициним. М. І. Горбунов-Посадов вважає, що рішення А. П. Синицина правильніше використовувати для визначення деформацій контактного шару, що прилягає до фундаменту (Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008).

Більш плідною гіпотезою як для фундаментів взагалі, так і для випадку їх підсилення мікропалями, є **гіпотеза шару кінцевої товщини**. Вона більш адекватна для чисельного підходу, оскільки скінченно-елементні моделі фундаменту з мікропалями та ґрунтовою основою повинні мати визначені межі, що, в першу чергу, дозволяють вільне деформування системи «фундамент – основа», а, в другу чергу, мати розміри, що можуть бути піддані розрахунку на ПЕОМ. Таким чином, визначення товщини шару є важливим кроком для створення моделі (Pshinko, Petrenko, Tiutkin, et al, 2019; Петренко, Харченко, Терещук, & Петров, 2020).

Норми проєктування основ фундаментів містять умовний прийом, запропонований Д. Є. Польшиним і заснований на обмеженні зони основи, що деформується, по заданому співвідношенню вертикальних осьових нормальних напружень від зовнішнього навантаження і вертикальних напружень від власної ваги ґрунту (Головка, 2004; Швець, Шаповал, Петренко, & al., 2008; Якименко, 2020).

Недолік експериментальних даних по товщині деформованої зони, особливо в натурних умовах, пов'язаний з відсутністю способів визначення

вихідного природного напруженого стану від дії власної ваги та порушення цілісності масиву при впровадженні вимірювальних приладів. Тому в технічній літературі містяться пропозиції низки дослідників щодо визначення товщини деформованої зони.

Так, Н. А. Цитович рекомендує для глинистих ґрунтів визначати потужність товщі, що деформується, виходячи з умови, що на її межі напруження дорівнюють структурній міцності ґрунту. За відсутності даних структурної міцності глибину стисливої зони, Н. А. Цитович рекомендує приймати подвоєну товщину еквівалентного шару.

Відповідно до рекомендації Б. І. Далматова, основа приймається такою, що не стискається на глибині, якщо дорівнює подвоєній потужності еквівалентного шару і визначеній методом спроб для схеми стисливого шару кінцевої товщини.

За даними К. Є. Єгорова, 70 % загальної осадки основи відбувається за рахунок стиснення верхнього шару, що дорівнює 0,25 від характерного розміру фундаменту.

М. І. Горбунов-Посадов рекомендував для більш розмірних фундаментних плит, що зводяться на сильно стислій основі, приймати товщину зони, що деформується, в межах 10...15 м.

За даними спостережень Б. І. Далматова, за пошаровими деформаціями основ, складених сильно стисливими ґрунтами, виміряна товщина більш ніж в 2 рази перевищувала ширину фундаменту.

Таким чином, кожен з авторів пропонує конкретне рішення для вказаних випадків, не наводячи узагальнених рішень. Відповідно, прийнявши гіпотезу пружного шару, слід розробити авторські положення для подальшого створення скінченно-елементних моделей.

Узагальнюючи результати експериментальних спостережень низки дослідників (М. І. Горбунов-Посадов, Т. А. Маліков, К. Є. Єгоров) за розвитком пошарових деформацій на основі великорозмірних фундаментів (ширини  $b > 10$  м), слід зазначити, що розміри деформованої зони залежать, в основному, від

грунтових умов. Зазначене вище узгоджується з висновками, згідно з якими глибина товщі, що деформується, в основі будівель та споруд коливається від 0,5 до 0,75 ширини підшви фундаменту (Швець, Шаповал, Петренко, & al., 2008).

Для умов близького залягання ґрунту, що не стискається, К. Є. Єгоровим було запропоновано метод розрахунку осадки для пружного шару кінцевої товщини (рис. 1.2).

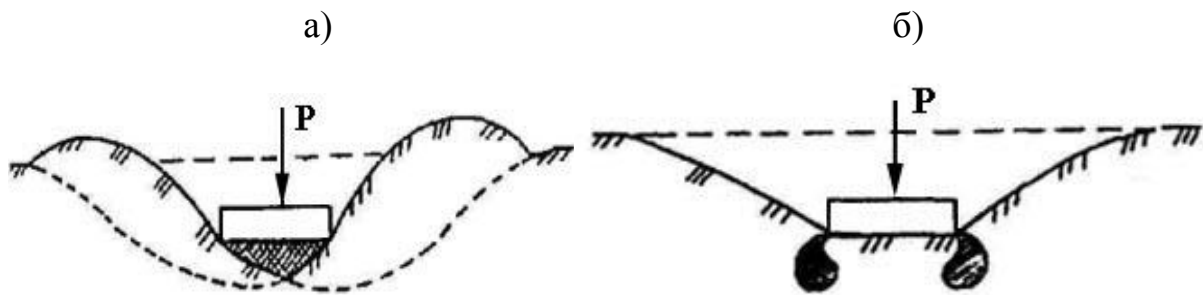


Рисунок 1.2 – Схема для розрахунку для шару кінцевої товщини:

- а) основа працює в умовах граничної рівноваги;
- б) пружного шару, працюючого в умовах змішаної задачі теорії пружності та теорії пластичності

Цей метод застосовується поряд з розрахунком осадки за методом пружного півпростору (рис. 1.3).

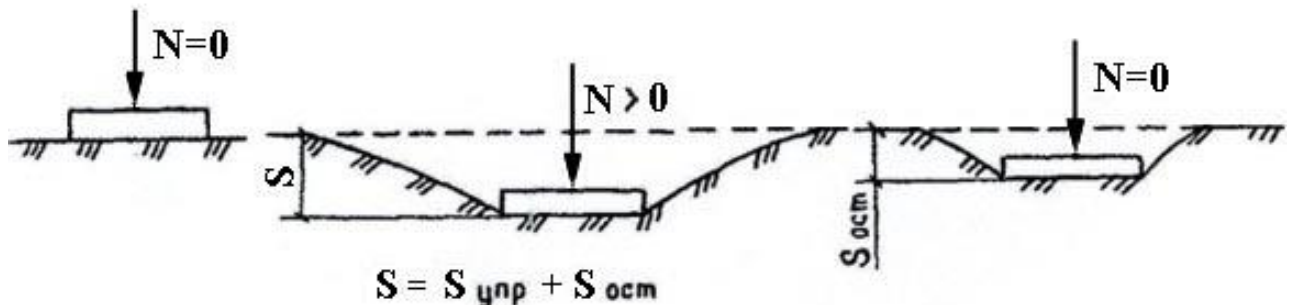


Рисунок 1.3 – Схема розрахункової моделі пружного лінійно-деформованого півпростору

Умовність способу К. Є. Єгорова полягає у встановленні вихідного значення товщини зони, що деформується. Тим не менш, ця розрахункова схема застосовується як для випадку залягання ґрунту практично недеформованою основою ( $E > 100$  МПа), так і у разі основи, завантаженої по великій площі ( $b > 10$  м,  $E > 10$  МПа).

В роботі В. Б. Швеця et al. (2008) дослідження зі штампами площею  $0,5 \dots 1,0$  м<sup>2</sup> проведені на глинистих, піщаних та великомоноблочних основах з вимірюванням пошарових деформацій у центральній частині круглих жорстких штампів. показано, що в глинистих основах отримані наступні результати:

1) осадки штампів більш ніж на 90 % викликаються стисненням шару ґрунту товщиною  $1,5b$  у центрі та  $1,25b$  поблизу його краю. При цьому частка деформацій верхнього шару ґрунту завтовшки  $0,5b$  у загальному осаді штампів становить понад 70 % для центральної його частини та 85 % для крайової;

2) товщина деформованої зони в часі (2,5 місяця) зберігає практично постійне значення, а деяке збільшення осадки, що спостерігається, відбувається за рахунок деформацій у верхніх шарах на глибині  $1,0b$ ;

3) у великоуламкових (з глинистим заповнювачем) і піщаних ґрунтах глибина зони, що деформується, не перевищувала  $1,2$  і  $1,5b$ , при цьому 90 % деформацій протікає у верхньому шарі товщиною  $b$ .

Відзначено також, що глибина зони, що деформується, приймається пропорційно збільшенню тиску і виміряна товща в  $1,5 \dots 2$  рази менше, ніж обчислена за нормами лінійно-деформованого півпростору.

Дослідженнями пошарових деформацій, проведеними П. А. Коноваловим на основі штампів і дослідних фундаментів, встановлено, що виміряна зона, що деформується, в  $1,5 \dots 2$  рази менша, ніж обчислена за нормативними джерелами. Фактична глибина зони, що деформується, у тому числі під фундаментами існуючих будівель, становить  $50 \dots 60$  % розрахункових значень.

Встановлено, що виміряна глибина товщі, що деформується, зменшується з підвищенням модуля деформації, тоді як її розрахункове значення не залежить від величини модуля деформації. Тому, чим вище його значення, тим

більше є розбіжність між фактичними і розрахунковими значеннями глибини товщі, що деформується, а зі збільшенням розмірів подошви фундаментів зростає зона деформацій основи.

Вимірювання пошарових деформацій у піщаній основі під жорстким круглим штампом показали, що 70 % деформацій відбувалося у шарі товщиною  $1,5d$ , а 80 % – у шарі, товщина якого дорівнює  $2,0d$  ( $d$  – малий діаметр штампу). Зазначені досліди проводились у ґрунтовому лотку зі штампом малого діаметра ( $d=28$  см,  $F=615$  см<sup>2</sup>).

Спосіб визначення товщі, що деформується, по суті, базується на використанні за пропозицією К. Терцагі, результатів компресійних випробувань зразків непорушеного ґрунту, відібраних з різної глибини під подошвою фундаменту (Veludo, Júlio, & Dias-da-Costa, 2012; Bayesteh, ali Fakharnia, Khodaparast, 2021).

Для умов чисельного моделювання товщина шару кінцевої товщині  $i$ , відповідно, висота скінченно-елементної моделі приймалася для мікропалі довжиною 1 м рівною 7 м, тобто під вістрям палі залишалася основа висотою 6 м ( $E=30$  МПа) (рис. 1.4) (Dubinchuk, Bannikov, Kildieiev, & Kharchenko, 2020).

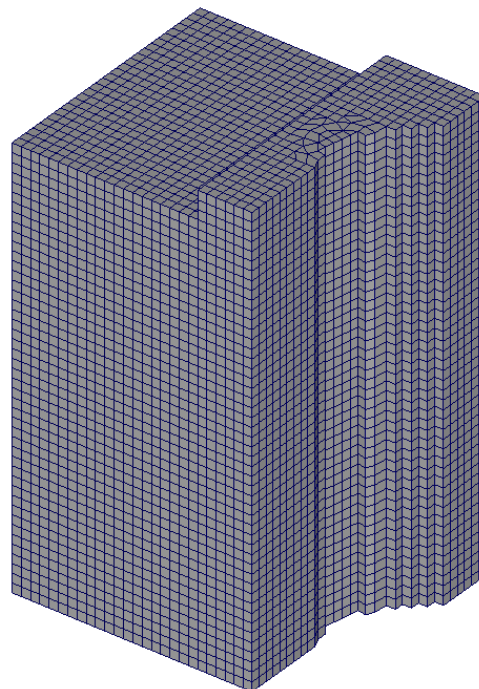


Рисунок 1.4 – Скінченно-елементна модель стрічкового фундаменту, підсиленого мікропалею

Аналізуючи значення напружень та переміщень розглянутої моделі, слід відмітити, що навіть висоти у 5 м під вістрям палі було б достатньо для вільного розповсюдження вказаних факторів. Про це свідчать ізолінії та ізополя, які не мають переламів та інших геометричних викривлень, які свідчать про «затиснення» сформованого напружено-деформованого стану. Тобто можна стверджувати, що таких значень висоти скінченно-елементної моделі по відношенню до мікропалі достатньо для проведення коректного чисельного експерименту.

Згідно з результатами аналізу вже проведених досліджень обґрунтовано модель основи, що базується на гіпотезі шару кінцевої товщини. Саме ця гіпотеза, яка була отримана при теоретичному підході, є найбільш відповідною для чисельних експериментів за допомогою методу скінченних елементів.

Практична значимість полягає в отриманні обґрунтованої товщини кінцевого шару, що дорівнює 5...6 значень довжини мікропалі. Саме ця товщина, на основі якою обираються розміри скінченно-елементної моделі, дозволяє вільне формування напружено-деформованого стану моделі і не має протиріччя з вже існуючими вимогами до визначення цього параметру.

Геотехніка, механіка ґрунтів та основи проектування фундаментів будь-якої конструкції на основах різних властивостей напрацювали великий масив наукових даних та узагальнили їх в низці гіпотез. Проте, поява нових конструктивних рішень, наприклад, мікропаль для фундаментів під час їх підсилення, потребує якщо не виникнення нових гіпотез, але коригування вже апробованих.

В роботі проведено обґрунтування вибору моделі основи та фундаменту будівлі під час її підсилення мікропалями та обрано гіпотезу шару кінцевої товщини. Практично, при проведенні чисельного аналізу отримано, що товщина цього шару повинна складати 5...6 значень довжини мікропалі для адекватній відповідності реальним умовам взаємодії в системі «фундамент – основа» математичного моделювання.

## **1.2 Аналіз технологій підсилення конструкцій фундаментів та основ в процесі їхньої експлуатації**

Довгострокова експлуатація системи «грунтова основа, підсилена мікропалями», яка залежить від технології спорудження та перебігу існування, частіш усього пов'язана із поступовим вичерпанням несучої здатності (міцності) та збільшенням деформацій (стійкості). Це, в свою чергу, потребує вживання заходів, що направлені на часткове, але достатнє для нормальної експлуатації вказаної системи, відновлення властивостей обох частин системи, що розглядається. Як будь-яка система із змінними параметрами, які пов'язані в акті взаємодії, фундаменти і основи потребують зовнішньої інженерної дії, що направлена на відновлення.

Під відновленням фундаментів та основ слід розуміти приведення міцносних та деформаційних характеристик системи «грунтова основа, підсилена мікропалями» до експлуатаційних, тобто таких, що забезпечують міцність, стійкість, надійність та довговічність. Відновлення основ різними шляхами може відбуватися як на стадії будівництва, так і експлуатації, відновлення фундаментів – тільки на стадії експлуатації.

Відновлення основ при спорудженні фундаментів часто практикується як зміна природного стану ґрунту і приведення його у стан експлуатаційний. Це досягається, наприклад, найбільш розповсюдженим методом поверхневого механічного ущільнення (Dubinchyk, Vannikov, Kildieiev, Kharchenko, 2020). Звісно, що такий метод відновлення міцносних та деформаційних характеристик ґрунту основи можливий лише на стадії будівництва. Після того, як споруджено фундамент, розпочинається його взаємодія із основою, яка може втрачати свої експлуатаційні характеристики.

Збільшення деформацій в процесі експлуатації ґрунтових основ також призводить до підвищеної деформаційної здатності фундаментів, які просідають та розпочинають процес тріщиноутворення. Відповідно, зменшення міцності основи призводить до зниження міцності фундаменту. Такий же випадок можливий і за умови того, що до початку спорудження фундаменту

властивості основи не були відновлені або збільшення міцності та зменшення деформативності ґрунту відбувалося із технологічними помилками. Відновлення конструкцій фундаментів та основ в процесі їх експлуатації значно складніше, ніж при спорудженні.

Основним принципом відновлення фундаментів та основ при реконструкції є занурення різними методами вертикальних або похилих елементів підсилення (Dubinchyk, Petrenko, Ihnatenko, & Kildieiev, 2019). Основними, найчастіше застосовуваними технологіями створення таких елементів на сьогоднішній день є три: вдавнення, буронабивна та буроін'єкційна (Covil, & Skinner, 1994; Dubinchyk, Petrenko, Ihnatenko, & Kildieiev, 2019). Також в останній час значного розвитку отримали ще декілька технологій – бурозмішувальна (Kutzner, 1996; Krysan, V. I., Krysan, V. V., Petrenko, Tiutkin, & Andreev, 2019), електророзрядна, укрупчування паль тощо. Всі вони застосовуються, але найбільш практично розвинутою є буроін'єкційна, що і розглядається в наданій роботі.

Якщо аналізувати вказані технології, слід відмітити їх переваги. Усі вони дозволяють створювати елементи підсилення високої несучої здатності, причому буроін'єкційна технологія, на відміну від вдавлювання та буронабивної, дозволяє створювати похилі елементи. Для усіх трьох технологій є можливість армування елементів підсилення, які залежно від інженерно-геологічних умов можуть мати довжину до 12 м (в середньому – 5...8 м) (Малинин, 2009).

Буроін'єкційна технологія відновлення фундаментів та основ базується на засадах спеціального способу хімічного закріплення ґрунтів (ХЗГ) – струминної цементації (Ржаницын, 1986; Парамонов, Кудрявцев, & Богов, 2006; Бroyд, 2004; Малинин, 2009), що відома за кордоном як технологія *Jet-grouting* (Covil, & Skinner, 1994; Kutzner, 1996). Інші способи ХЗГ (силікатизація, смолізація, бітумізація, глинізація) також застосовувалися і продовжують застосовуватися, але їх частка, на відміну від цементації, дуже мала (Ржаницын, 1986).

При застосуванні *Jet-grouting* міцність та деформаційна здатність

матеріалу ґрунтоцементних елементів залежить від фізико-механічних характеристик ґрунту, що відновлюється. Міцність укріпленого ґрунту на стиск в МПа наведена в джерелі (Петренко, Тютюкін, Крисан, В. І., & Крисан, В. В., 2019); Малинин, Жемчугов, & Гладков (2011) наводять залежності одновісної міцності на стиск та модуля деформації ґрунтоцементу від обсягу цементу.

Ця технологія відпрацьована, а недоліки, такі як високий тиск в системі ін'єктування, критично проаналізовані в ряді наукових робіт. Елементи підсилення, що виконані за допомогою буроін'єкційної технології, призначені для підсилення і фундаментів, і основ, відновлюючи їх міцність та зменшуючи деформації. Застосування цієї технології в конкретних точках фундаменту дозволяє змінити нерівномірний деформований стан, вирівнявши значення переміщень та привівши їх до середнього.

На відміну від технологій вдавлювання та створення буронабивних паль, буроін'єкційна технологія є такою, що найменше вторгається систему «ґрунтова основа, підсилена мікропальми» при проведенні операцій по створенню елементів підсилення. Проведене до початку реконструювання та при надбудові відновлення основи з допомогою буроін'єкційної технології дозволяє значно підняти несучу здатність ґрунту, підготувавши його до додаткового збільшення навантаження.

### **1.3 Порівняльний аналіз буроін'єкційної (струминної) та бурозмішувальної технологій влаштування мікропаль**

Влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ в останній час стало альтернативною методикою зменшення деформацій в процесі експлуатації промислових та цивільних будівель (Sabatini, Tanyu, Armour, Groneck, & Keely, 2005; Sun, Wang, & Bian, 2013; Shin, & Lee, 2023; Stone Jr., Farhangi, Fatahi, & Karakouzian, 2023). Такий спосіб підсилення, за умови усестороннього наукового обґрунтування, демонструє високу ефективність зниження осідань будівель і має достатню прогнозованість результату підсилення ще на стадії проєктування та розрахунку.

Важливим чинником застосування мікропаль під час підсилення підфундаментної основи є те, що, на відміну від апробованого та ефективного методу поверхневого механічного ущільнення (Dubinchyk, Bannikov, Kildieiev, Kharchenko, 2020), використання елементів підсилення довжиною 3...6 м та діаметром, як правило, 300...600 мм (до 1000...1200 мм за потреби) можливе не тільки під час спорудження фундаменту, а й в процесі його експлуатації, тобто при виконанні процесів реконструкції або додаткового підсилення при надбудові.

Однак важливою перевагою методу поверхневого механічного ущільнення, на відміну від будь-яких методів, що застосовують занурення елементів підсилення, є достатня однорідність системи «грунтова основа, підсилена мікропаллями». Це пояснюється тим, що в процесі ущільнення зміна структури слабого ґрунту суттєво змінюється, але кардинальної неоднорідності за рахунок різних деформативних характеристик слабого і ущільненого шарів не відбувається. Система «грунтова основа, підсилена мікропаллями» є значно неоднорідною, оскільки додаткова зміна деформативних характеристик у випадку палі або мікропалі значно змінює її НДС. Саме тому випадок застосування елементів підсилення потребує більш складних аналітичних побудов або застосування чисельного аналізу із використанням більш точних скінченно-елементних моделей.

Додаткова складність застосування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ пов'язана із технологічними особливостями методів їх влаштування. Найбільш застосованими методиками є фізичне занурення, буронабивна, буроін'єкційна, бурозмішувальна та застосування особливих впливів. Кожна з цих методик має декілька різновидів, що виділилися в окремі технології (Пшінько, Радкевич, Нетеса, М. І., & Нетеса, А. М., 2020).

Технологія фізичного занурення, наприклад, забивання мікропаль не отримала широкого застосування, хоча її перевагою є індустриальне виготовлення елементів підсилення із контролем якості бетону та металевій оболонки. Підвищені динамічні ударні взаємодії, що виникають при роботі

дизель-молоту, виключають застосування цієї технології в умовах вже існуючої забудови та під час реконструкції будівель та споруд (Anoyatis, Stijn, Orakci, & Tsikas, 2023).

Так, окрім забивання або укрупчування мікропаль, тобто фізичного занурення елементів підсилення, базуючись на досвіді реконструкції історичних будівель, достатньо широке розповсюдження отримала технологія пневмо- або віброштампування (трамбування) (Пшінько, Радкевич, Нетеса, М. І., & Нетеса, А. М., 2020). В ході влаштування мікропаль на її основі пневмопробійником створюють свердловину, заповнюють її сумішшю щебеню та цементу в пропорції 4:1 та повторюють операцію 5...10 разів, після чого середину заповнюють бетоном. При явних перевагах (довжина мікропалі знаходиться в межах 1,5...2,0 м, а діаметр – 135...200 мм; існує можливість влаштування паль під кутом 20...45° до вертикалі; достатньо розвинута теорія розрахунку вертикальних та похилих елементів підсилення), суттєвим недоліком є достатня складність технологічного процесу та неоднозначність роботи багат шарової мікропалі, що викликає значну неоднорідність НДС в процесі навантаження.

Буронабивна технологія створення мікропалі отримала достатній розвиток, особливо для випадку елементів підсилення із розширеною п'ятою (порожнина камуфлету, виконана розширювачем при шнековому бурінні). Значні переваги технології (мобільне устаткування для проведення робіт з підсилення; можливість армування мікропалі; відсутність потреби в обсадних трубах), її основним недоліком для створення мікропаль є потреба в застосуванні обсадної труби та неможливість якісного бетонування при недостатньому контролі ущільнення бетону в нижній частині мікропалі.

Технології, що базуються на застосуванні особливих впливів, застосовують магнітне поле (Власов, Тимченко, & Рябичев, 2005) або ударну хвилю вибуху (ущільнення ґрунтових масивів структурно-нестійких ґрунтів за допомогою малоцільних вибухових речовин на основі аміачної селітри, розчину поверхнево-активної речовини і алюмінієвої пудри) (Бойко, Ган, А. Л.,

& Ган, О. В., 2018). Вказані технології є перспективними, але на даний час не мають фундаментальної наукової бази, а впливи, які застосовуються в них, як ті, що впливають на ґрунтову основу, мають дуже конкретну область застосування і не можуть бути запропоновані для широкого використання.

Враховуючи вищевикладене, на даний час в Україні найбільшого розповсюдження отримали буроін'єкційна та бурозмішувальна технології, які, засновуючись на єдиному принципі підсилення, мають значні відмінності.

Обидві технології влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ, тобто буроін'єкційна (інші назви: високонапірна цементация, струминна геотехнологія, *jet-grouting*) та бурозмішувальна мають спільну сутність. Вона полягає в тому, що за допомогою вказаних технологій в ґрунтовій підфундаментній основі утворюються елементи підсилення із особливого матеріалу – ґрунтоцементу (Kutzner, 1996; Shibazaki, 2003; Croce, Flora, & Modoni, 2014; Gazzarrini, 2021).

Хоча буроін'єкційна технологія, яка є різновидом цементации, відноситься до групи методів хімічного закріплення ґрунтів, але, на відміну від силікатизации, глинізації, смолізації та бітумізації, застосовується частіше, що пояснюється її мінімальним негативним впливом на навколишнє середовище (за умови застосування лише цементу без додатків для суміші). Ґрунтоцемент, що утворюється під час змішування робочого цементного розчину із ґрунтом, мінімально впливає на хімічний баланс ґрунтового масиву, майже його не порушуючи.

Якщо вплив на екологічний стан при проведенні підсилення слабкої ґрунтової основи є незначним, то зміна НДС при зануренні елементів, що мають суттєво вищі, ніж у ґрунту, міцнісні та деформаційні характеристики є значною. Проведені експерименти в натурі та за допомогою математичного моделювання доводять, що неоднорідність вказаних характеристик в системі «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями» призводить до позитивного ефекту зменшення деформацій при незначному підвищенні напружень. Однак, саме результати цих досліджень ставлять нову задачу визначення впливу

технологічних факторів на НДС цієї системи.

Не викладаючи детально основ буроін'єкційної та бурозмішувальної технологій, що широко висвітлені в фундаментальних роботах зарубіжних та вітчизняних авторів, слід детально розглянути деякі технологічні особливості. Це дозволить обрати із двох технологій ту, що на даний час розвитку їх основ, є найбільш науково обґрунтованою і може бути рекомендована як основна для влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ.

Слід ще раз підкреслити, що обидві технології базуються на одночасному руйнуванні і перемішуванні ґрунту із створенням ґрунтоцементу (*mix-in-place*) (Larsson, 2003; Nikbakhtan, & Osanloo, 2009; Sanches, 2012; Mohammed, & Ahmed, 2023), однак, із-за особливостей технологій отримані елементи підсилення працюють в режимах, що обґрунтовуються саме технологічними параметрами (рис. 1.5).

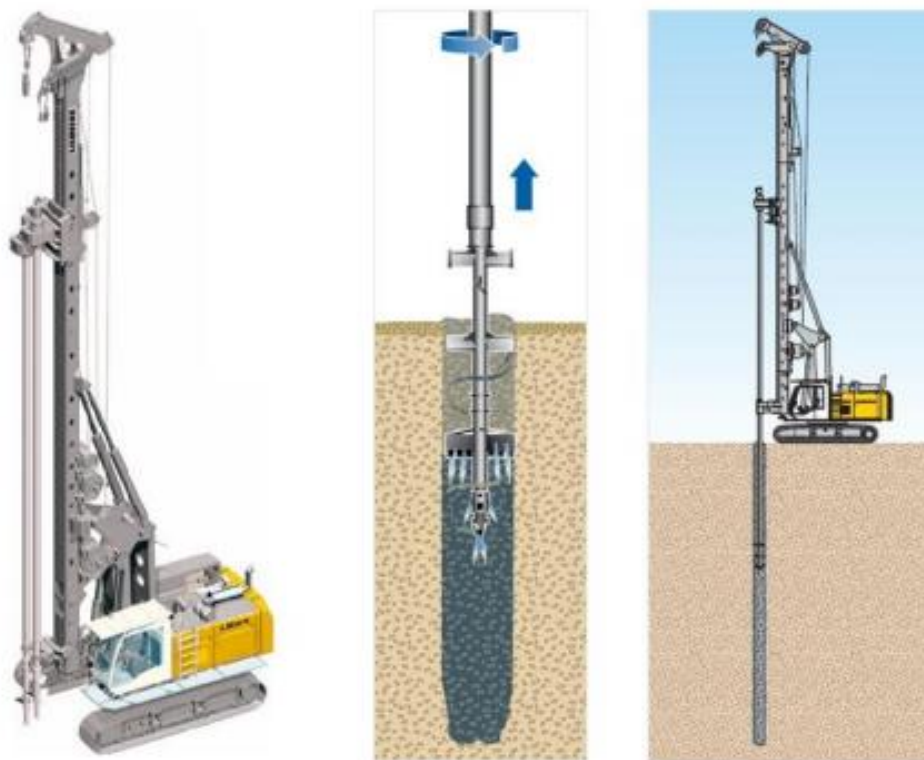


Рисунок 1.5 – Схема виробництва робіт за технологією *mix-in-place*

Так, відомо, що буроін'єкційна технологія базується на руйнуванні ґрунту високонапірним струменем, поділяючись на одно-, двох- та трьохкомпонентний різновиди (Modoni, Croce, & Mongiovì, 2008; Flora, Modoni, Lirer, & Croce,

2013). Кожен з них, застосовуючи руйнуючий струмінь під тиском в десятки чи навіть сотні атмосфер, прямо залежить від наступних технологічних параметрів: тиску цементного струменя, витрати розчину, швидкості підйому інструменту та руйнівної енергії струменя. Вказана енергія є інтегральним параметром, оскільки вона пов'язана із трьома іншими, а найбільш впливовими є тиск цементного струменя та швидкість підйому інструменту (Головко, 2010; Vzówka, 2012; Senkaya, Toka, & Olgun, 2022).

Саме ці технологічні параметри є сутнісними, оскільки діаметр елемента підсилення, створеного на основі буроін'єкційної технології, тісно пов'язаний із процесом подачі тиску в ґрунтовий масив (чим менше тиск, тим менше руйнівна енергія і менше діаметр мікропалі (Croce, Flora, & Modoni, 2014)) та підйомом ін'єкційної штанги (чим швидший підйом, тим менше часу на руйнування ґрунту і, відповідно, менше діаметр мікропалі (Зуєвська, Шайдецька, & Губашова, 2019)).

Таким чином, задача змінення НДС при зануренні елементів підсилення (мікропаль) під час підсилення слабких ґрунтових основ ускладнюється тим, що знаходження напружень і деформацій стає пов'язаним не лише із міцносними та деформаційними характеристиками неоднорідної системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями», а й з факторами, що є сутнісними для буроін'єкційної технології.

Під час застосування бурозмішувальної технології тиск руйнуючого струменя не досягає навіть десяти атмосфер, а процес одночасного руйнування і перемішування ґрунту реалізується за допомогою спеціальних механічних приладів – бурозмішувачів в вигляді лопатей, шнека, гвинта або крильчатки (Зоценко, М. Л., Винников, & Зоценко, В. М., 2016). Таким чином, вплив тиску і відповідно руйнівної енергії струменя для бурозмішувальної технології є несуттєвим. Витрати розчину також відіграють незначну роль, оскільки вміст цементу в ґрунтоцементі можна обмежити з самого початку в залежності від властивостей, що потребуються (Кірічек, & Комісаров, 2019; Krysan, V. I., Krysan, V. V., Petrenko, Tiutkin, & Andreev, 2019), а вплив швидкості підйому

інструменту відсутній зовсім, оскільки елемент підсилення (мікропалля) формується більше механічним руйнуванням, чим струминним (рис. 1.6).

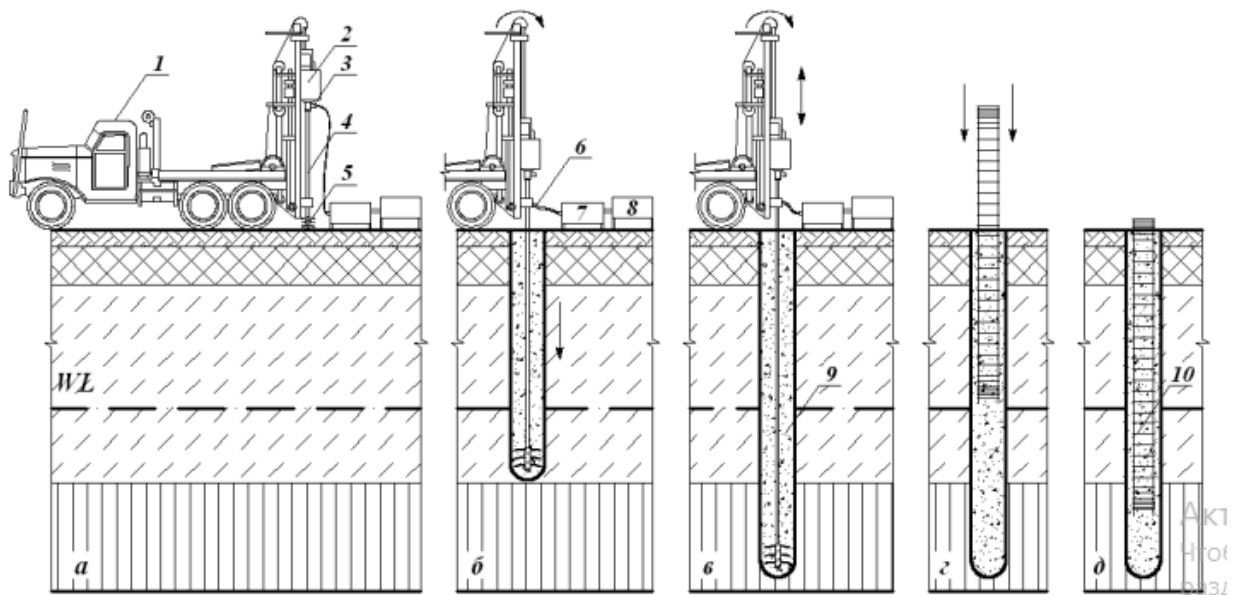


Рисунок 1.6 – Схема виготовлення ґрунтоцементних паль за бурозмішувальною технологією: а – бурове обладнання; б – розпушування ґрунту з нагнітанням водоцементного розчину; в – перемішування суміші; г – встановлення арматурного каркасу; д – загальний вигляд ґрунтоцементної палі;  
 1 – автомобіль із буровим станком; 2 – силовий привід; 3 – вертлюг;  
 4 – бурова труба; 5 – ріжучий інструмент; 6 – напірний рукав для подачі водоцементного розчину; 7 – буровий насос; 8 – розчинозмішувач;  
 9 – ґрунтоцементний елемент; 10 – ґрунтоцементна палля

Відповідно, бурозмішувальна технологія, на відміну від буроін'єкційної, при аналізі системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями» не обтяжується додатковими характеристиками, що впливають на визначення НДС. Крім того, важливими факторами, що підкреслюють технологічну перевагу бурозмішувальної технології над буроін'єкційною є, по-перше, відсутність рідини, що подається із цементом і повітрям під високим тиском, та, по-друге, дуже низькі величини тиску в декілька атмосфер (0,2...0,3 МПа) при подаванні водоцементної суміші при бурозмішувальній технології (Krysan, V. I., Krysan,

V. V., Petrenko, Tiutkin, & Andreev, 2019; Петренко, Крисан, В. І., Крисан, В. В., & Чегодаєв, 2021). Це також включає застосування труб і шлангів високої міцності для подачі до монітора, в нижній частині якого знаходяться отвори суттєво більші за своїми розмірами в порівнянні із соплами в ін'єкційній штанзі (Moradi Moghaddam, Keramati, Ramesh, Naderi, 2021).

Застосування бурозмішувальної технології влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ має більшу ступінь прогнозованості зміни НДС неоднорідної основи, причому вплив деформаційних характеристик слід оцінити за допомогою чисельного аналізу.

## **2 ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ МІЦНОСТІ ТА ДЕФОРМАТИВНОСТІ ОСНОВ ПРИ ЇХ ПІДСИЛЕННІ МІКРОПАЛЯМИ**

### **2.1 Первинний аналіз стрічкового фундаменту цивільної будівлі на непідсиленій основі**

Слабкі ґрунти займають до 35 % території України, товщина їх шарів, що залягають у ґрунтовому масиві, може складати від декількох сантиметрів до десятків метрів (Краєв, 1971). Лес і лесоподібні суглинки – це континентальні виникнення, які складаються переважно із пилюватих частинок розміром 0,05...0,005 мм (більше 50 %) і значно меншим вмістом глинястих частинок розміром менше 0,0005 мм (не більше 10...15 %). Кількість пилюватих частинок може досягати 90 %. Авторські результати дослідження цього питання викладені в роботі (Dubinchuk, Vannikov, Kildieiev, & Kharchenko, 2020).

Щільність частинок лесових ґрунтів в залежності від мінералогічного складу змінюється в межах 2,6...2,75 г/см<sup>3</sup>. Щільність залежить від мінерального складу, структури і вмісту води і змінюється від 1,33 до 2,0 г/см<sup>3</sup>. Лесовим ґрунтам характерна висока пористість і наявність макропор, які досягають 3 мм в діаметрі. Зазвичай пористість лесових ґрунтів змінюється від 40 до 60 %. Коефіцієнт пористості посадочних лесоподібних суглинків буває більше 0,9 (Крутов, 1982).

Лесові ґрунти природної вологості і незрушеної структури мають високу міцність і малу деформативність. Їх застосування в якості ґрунтових основ під фундаменти будівель чи споруд в такому стані не обмежується. Компресійні властивості лесових ґрунтів природної вологості не відрізняються від звичайних малостискуємих ґрунтів. При цьому значення коефіцієнта стискуємості і модуля загальної деформації при зміні тиску до 0,4...0,5 МПа мало залежить від тиску.

Однак, при взаємодії лесового ґрунту із водою в процесі замочування при експлуатації будівлі чи споруди призводить до виникнення негативного ефекту

просідання. Структурні зв'язки лесових ґрунтів обумовлені водяно-колоїдними і цементаційними зв'язками, маловодостійкі, тому вони відносяться до структурно-нестійких ґрунтів. При збільшенні вологості в просідаючих ґрунтах проходять наступні процеси: при доступі вологи в ґрунт кальцит розчиняється, глинисті частинки звожуються. При цьому плівки води навколо глинястих частинок товстішають і розклинюють їх. Внаслідок цього руйнується макроструктура ґрунту, його міцність різко зменшується і він приймає властивість сильно стискуватись під навантаженням. Тому при постійному значенні тиску ущільнення під впливом зволоження різко стрибкоподібно змінюється коефіцієнт пористості, що показує на корінну зміну структури (Dubinchyk, Petrenko, Ihnatenko, & Kildieiev, 2019).

Проблема існування лесових ґрунтів, що складають ґрунтові масиви, в геотехніці ставиться таким чином: проектування фундаментів потребує детальних інженерно-геологічних досліджень, дослідів ґрунтових зразків із подальшим прогнозуванням деформування ґрунту під навантаженням, а також потенціальним підсиленням різними методами (Kazemian, Huat, Arun, & Barghchi, 2010; Akin, 2016; Russo, Veropalumbo, Biancardo, Oretto, Scherillo, & Viscione, 2021; Al-Khadaar, & Ahmed, 2023; Cui, Ouyang, Zhang, & Yang, 2023). Прогнозування має сценарний характер, оскільки фундамент будівлі чи споруди перевіряється при різних станах ґрунтового лесового, шаруватого або неоднорідного масиву (Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008). Однак, частіш усього цей процес прогнозування закінчується лише висновком про подальшу роботу фундаменту в різних умовах. Тому оптимізація його характеристик, наприклад, геометричних, є актуальною науково-технічною задачею, яка може бути вирішена в ході аналізу прогнозних результатів.

За нормативними вимогами ґрунтові масив будівельних площадок, які складені просідаючими ґрунтами, в залежності від можливості виникнення просідання ґрунту від власної ваги діляться на два типи (ДБН В. 1.1-5-2000, 2006): I тип – ґрунтові умови, в яких можливе просідання ґрунту від зовнішнього навантаження, а просідання ґрунту від власної ваги відсутнє або не

перевищує 5 см; II тип – ґрунтові умови, в яких, окрім просідання ґрунтів від зовнішнього навантаження, можливе їх просідання від власної ваги і його значення перевищує 5 см.

Згідно конструктивного рішення будівлі (житловий чотирьохповерховий будинок по вул. Криворізьке шосе, 2, м. Дніпро), для проведення оптимізації її фундаментів були зібрані навантаження на стрічкові фундаменти, що взаємодіють із просадною товщею (рис. 2.1), їхні значення на погонний метр наведені в табл. 2.1.

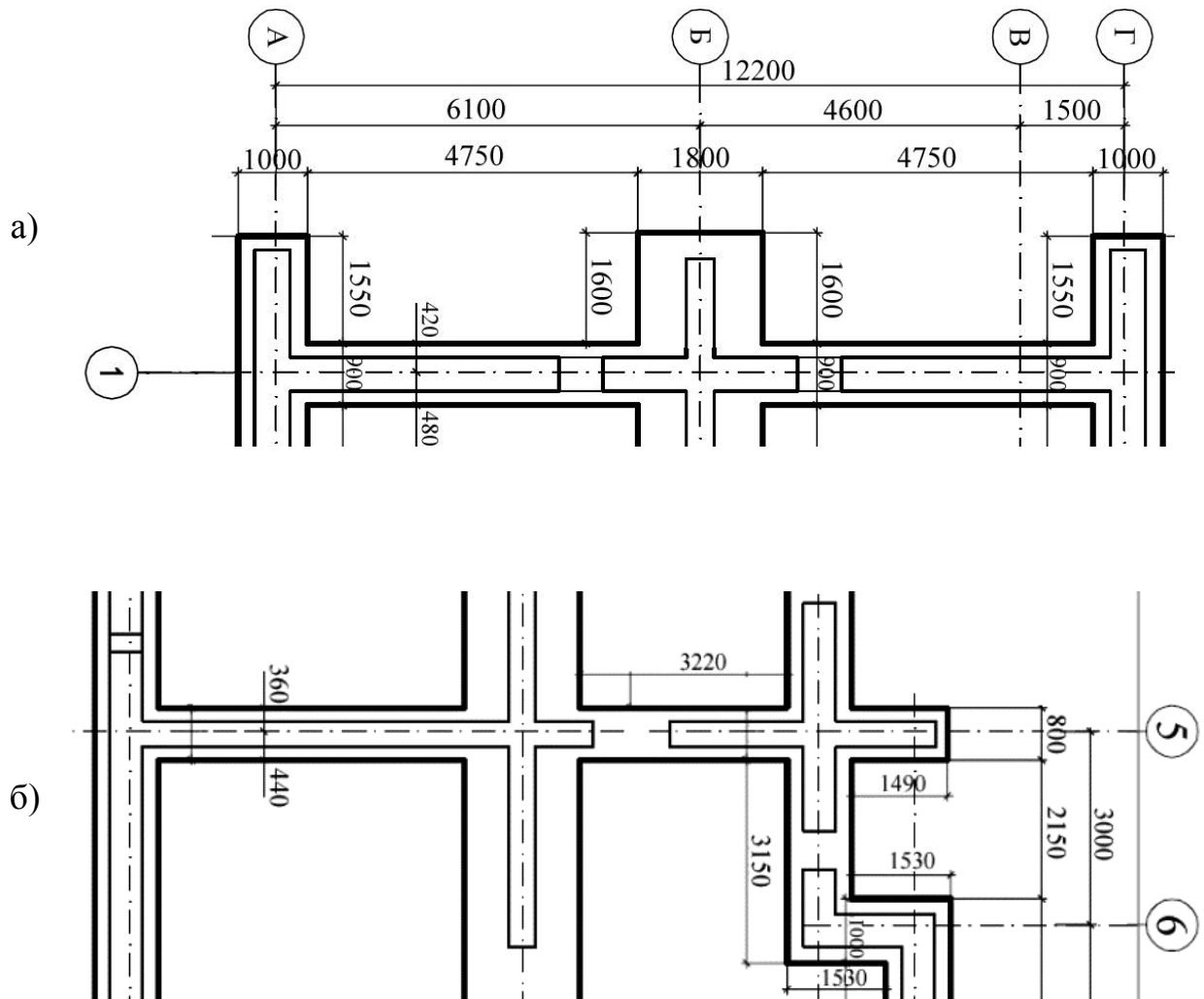


Рисунок 2.1 – Фрагменти конструкцій фундаментів:

а) із осями «1», «Г» і «Б»; б) із віссю «5»

Таблиця 2.1 – Значення зведених навантажень

Номер осі	Характеристичне значення	Експлуатаційне навантаження	Граничне розрахункове навантаження
Вісь Г	231,56 кН/м	231,56 кН/м	261,63 кН/м
Вісь Б	300,83 кН/м	300,83 кН/м	342,58 кН/м
Вісь 1	123,39 кН/м	123,39 кН/м	135,73 кН/м
Вісь 5	115,55 кН/м	115,55 кН/м	127,11 кН/м

Для всіх тимчасових навантажень на перекриття багатоповерхової будівлі характеристичні значення навантажень слід знижувати з урахуванням коефіцієнта сполучень  $\psi_{n1}$ , який обчислюється за формулою:

$$\psi_{n1} = 0,4 + \frac{\psi_{A1} - 0,4}{\sqrt{n}}, \quad (2.1)$$

де  $n$  – загальне число перекриттів,

Характеристичні значення ваги конструкції визначались за проектними розмірами та питомою вагою матеріалів та ґрунтів. Експлуатаційні розрахункові значення ваги конструкцій та ґрунтів прийнято таким, що дорівнює характеристичному. Граничне розрахункове значення ваги конструкцій та ґрунтів визначено множенням характеристичного значення на коефіцієнт надійності за граничним навантаженням.

Навантаження і впливи на основи, що передаються на фундаменти будівель чи споруд визначались згідно положень (ДБН В.1.2-2:2006, 2006). Розрахункові величини навантаження від ваги ґрунтів для першого та другого граничного станів приймалися з використанням характеристичних значень питомої ваги ґрунту, визначеної при інженерно-геологічних вишукуваннях, з коефіцієнтами надійності за навантаженням  $\gamma_f$ .

Для будівель на лесових ґрунтах використовується декілька видів спорудження фундаментів на існуючій товщі лесового ґрунту в залежності від категорії просадності. Якщо товща просадного ґрунту невелика і покрівля стійкого нижнього пласту досяжна, то просадний шар прорізають і фундамент опирають на надійний ґрунт. В тому випадку, якщо товща просадної зони велика, то фундамент розміщують в цьому шарі, але вводять заходи по ущільненню важкими трамбівками, ґрунтоцементними палями або практикують вирізання лесового ґрунту і його заміну більш міцними ґрунтами або ж цими лесовими ґрунтами меншої товщі з пошаровим ущільненням (влаштування ґрунтової подушки).

Згідно інженерно-геологічних умов, основа фундаментів, які розраховувались, складена просадними ґрунтами, які в умовах замочування різко можуть збільшувати нерівномірне просідання, зменшуючи при цьому несучу здатність основи. Тому було розглянуто и запропоновано декілька варіантів фундаментів (Dubinchuk, Bannikov, Kildieiev, & Kharchenko, 2020). Шляхом ітераційного дослідження проведена оптимізація параметрів стрічкових фундаментів по осям «Г», «Б», «1» і «5» житлового чотирьохповерхового будинку та виконані перевірки за двома групами граничних станів.

Якщо лесові ґрунти знаходяться в сухому стані, то несуча здатність основи забезпечена з запасом. Однак, згідно інженерно-геологічних умов, основа фундаментів складена просадними ґрунтами, які в умовах замочування змінюють свої фізичні характеристики і при цьому різко збільшується просідання фундаменту і зменшується несуча здатність основи.

Відомо, що під час взаємодії фундаменту із ґрунтами основи на поверхні контакту виникають контактні напруження (Швець, Шаповал, Петренко, et al., 2008). Їх знання необхідне як розрахунку напружень на підшві споруд, що проектуються, так і розрахунків самих промислових та цивільних конструкцій. Характер розподілу контактних напружень залежить від жорсткості, форми та розмірів фундаменту та від деформаційної здатності ґрунтів основи, що

характеризується модулем пружності та коефіцієнтом Пуассона. Розрізняють три ситуації, що характеризують здатність фундаменту та ґрунтової основи до спільної деформації:

1. Абсолютно жорсткі фундаменти споруд, коли загальна деформаційна здатність мала в порівнянні з деформованістю основи; відповідно під час визначення контактних напружень споруду і фундамент розглядають як недеформовані.

2. Абсолютно гнучкі фундаменти споруд, коли деформаційна здатність споруди настільки велика, що вона повторює деформований стан ґрунтової основи.

3. Фундаменти споруд кінцевої жорсткості, коли деформаційна здатність споруди можна порівняти з деформованістю основи, що викликає перерозподіл контактних напружень.

Критерієм оцінки жорсткості споруди може бути показник гнучкості  $t$  за М. І. Горбуновим-Посадовим. Конструкція фундаменту відповідно до цього показника вважається абсолютно жорсткою, якщо  $t \leq 1$ .

Несуча здатність основи (перша група граничних станів) виконується при дотриманні критерію у загальному випадку:

$$\sigma \leq \sigma_R, \quad (2.2)$$

$$p \leq R, \quad (2.3)$$

де  $\sigma_R$  – розрахункове напруження;  $p$  або  $\sigma$  – середній тиск або напруження безпосередньо під подошвою фундаменту;  $R$  – розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою фундаменту.

При визначенні контактного напруження важливу роль відіграє вибір розрахункової моделі основи, як вже було показано в п. 1.1. Найбільшого поширення в дослідженнях ґрунтових основ набули моделі місцевих і загальних пружних деформацій. Згідно з другою гіпотезою можна оцінити вплив на переміщення ґрунту частини поверхні основи за межами площі

завантаження. Відповідно до цієї теорії осідання  $s$  завантаженої ділянки поверхні визначається за формулою Шлейхера:

$$S = \frac{\omega p b (1 - \nu^2)}{E}, \quad (2.4)$$

де  $\omega$  – коефіцієнт форми площі подошви і жорсткості фундаменту;  $\nu$  – коефіцієнт Пуассона;  $p$  – середній тиск на ґрунтову основу;  $b$  – ширина чи діаметр подошви фундаменту;  $E$  – модуль деформації ґрунтової основи.

У цій розрахунковій ситуації поверхня ґрунту осідає як у межах площі завантаження, так і за її межами, причому кривизна прогину залежить від механічних властивостей ґрунтів і потужності товщини, що стискається в ґрунтовій основі.

При описі поведінки ґрунтів під навантаженням використовуються моделі дискретного середовища і моделі суцільного середовища. Вперше задачу фільтраційної консолідації в рамках лінійної пружного консолідуючої середовища була сформульована і вирішена для компресійної ситуації Карлом Терцагі. Як рівняння стану середовища було прийнято закон Гуку. Оскільки завдання вирішувалося при постійному навантаженні, проблему вдалося звести до отримання значень порового тиску з подальшим визначенням напруження в ґрунтовому скелеті і його переміщень.

Отримані К. Терцагі рішення при різних припущеннях використовуються в інженерній практиці і зараз. Однак прийняті ним співвідношення не дозволяють врахувати ряд особливостей ущільнення слабких ґрунтових основ (загасання епюри вертикальних напружень по глибині та просторовий характер роботи ґрунтових основ). У зв'язку з цим з'явилася низка інженерних методів, суть яких полягає у пошуку компромісу між фактичним напружено-деформованим станом ґрунту та отриманими в рамках компресійної ситуації рішеннями.

Для визначення напруженого стану ґрунту, залежно від наявності в ньому

областей, що перебувають у стані граничної рівноваги, найчастіше застосовуються розрахункові моделі теорії лінійно-деформованого середовища в теорії граничної рівноваги. Розрахункова модель лінійно-деформованого середовища заснована на припущенні, що для визначення напруженого стану при стабілізації можуть бути використані рішення теорії пружності.

Допустимість застосування рішень теорії пружності визначення напруженого стану ґрунтової основи залежить від розмірів областей, у яких формується граничний напружений стан. Якщо такі області відсутні або настільки малі порівняно з розмірами споруди (або площі завантаження), що ними можна знехтувати, то застосування рішень теорії пружності правоможне і не викликає суттєвих заперечень.

Для визначення напруженого стану ґрунтів в умовах одночасного прикладення навантаження слід визначати не тільки пружні властивості ґрунтової основи, а обґрунтувати можливість застосування закону Гуку. Використання розрахункової моделі лінійно-деформованого середовища широко застосовується при проектуванні для визначення напруженого стану земляного середовища особливо з метою встановлення очікуваних величин осадів, нахилів та інших зсувів споруд, що зводяться при виконанні практичних розрахунків.

Осідання фундаменту  $s$  (друга група граничних станів) з використанням розрахункової схеми у вигляді лінійно-деформованого півпростору методом пошарового підсумовування обчислюють за формулою:

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i}, \quad (2.5)$$

де  $\beta$  – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,8;  $\sigma_{zp,i}$  – середнє значення вертикального нормального напруження (МПа) від зовнішнього навантаження в  $i$ -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту;  $h_i$  – товщина  $i$ -го шару ґрунту (м), приймають не більше 0,4

ширини фундаменту;  $n$  – кількість шарів, на які розділена товща основи, що стискається;  $\sigma_{zy,i}$  – середнє значення вертикального напруження від власної ваги ґрунту (МПа), вийнятого з котловану, в  $i$ -му шарі ґрунту на вертикалі, що проходить через центр подошви, на глибині  $z$  (м) від подошви фундаменту;  $E$  – модуль деформації  $i$ -го шару ґрунту за гілкою первинного навантаження (МПа).

В табл. 2.2 і 2.3 наведені дані розрахунку фундаментів на ґрунтах у двох станах, що відповідають сценаріям його експлуатації.

Таблиця 2.2 – Розраховані величини (випадок незволоженого стану)

Значення розрахованих величин	Осі фундаменту			
	Г	Б	1	5
$b$	1,1	1,4	0,7	0,6
$R$	247,5	250,7	243,2	242,1
$p$	232,0	223,1	204,5	202,6
$\delta$	-6,25	-11,01	-15,93	-16,34
Висновок:	Незначне недовантаження			

Таблиця 2.3 – Розраховані величини (випадок зволоженого стану)

Значення розрахованих величин	Осі фундаменту			
	Г	Б	1	5
$b$	1,1	1,4	0,7	0,6
$R$	168,9	171,6	165,2	164,3
$p$	232,0	223,1	204,5	202,6
$\delta$	37,4	29,9	23,7	23,3
Висновок:	Значне перевантаження			

В цих і наведених далі таблицях прийняті такі позначення величин:  $b$  – ширина стрічки фундаменту, м;  $R$  – розрахунковий опір ґрунту основи під подошвою фундаменту, кПа;  $p$  – середній тиск безпосередньо під подошвою фундаменту, кПа;  $\delta$  – відносна похибка між середнім тиском під подошвою

фундаменту і розрахунковим опором ґрунту основи, %.

Оскільки фундаменти по всіх осях мають значне перевантаження, тобто не мають відповідної міцності та стійкості, слід змінити властивості ґрунту основи за допомогою поверхневого (пошарового) механічного ущільнення, що виконується трамбуванням, укочуванням, віброукочуванням або поєднанням указаних способів, у тому числі із замочуванням для просідаючих ґрунтів. Як вже було відмічено вище, цей варіант покращення параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель є основним. Однак, для дослідження ефективності альтернативного варіанту підсилення, виконане також і підсилення мікропалями.

Для даних інженерно-геологічних умов попередньо було виконано поверхневе (пошарове) механічне ущільнення, а також запроєктована ґрунтова подушка. Ущільнення проводилось пошарово. Товщина шару дорівнювала 30 см. Для точного визначення числа проходок катка і встановлення раціональної товщини шару, що ущільнювався, було проведене пробне укочування ґрунту з оптимальною вологістю  $W_0=0,15$ , з граничним відхиленням  $\pm 15\%$ , на смузі довжиною 15 м. На кожній ділянці відбиралися не менш ніж 6 проб ґрунту (зверху, середини та низу укачаного шару) для визначення щільності та вологості. При влаштуванні ґрунтових подушок дослідне ущільнення проводилось при трьох варіантах: числа проходів катка 6, 8 і 10.

Перевірка обов'язково виконувалась на основі геотехнічного моніторингу з виконанням лабораторних досліджень. Кожний наступний шар ґрунту ущільнювався зразу ж після його відсипки і розрівнювання безперервно. Для визначення вологості та щільності ґрунту після ущільнення кожного шару відбирались проби в контрольних пунктах, назначених з розрахунку 1 пункт на кожні 300 м<sup>2</sup>, але не менше двох на об'єкт. При цьому кількість проб в кожному пункті була не менше трьох. Відбір проб проводився з середини кожного витрамбованого шару.

Ґрунтова подушка запроєктована у відповідності з вимогами (ДСТУ Б В.2.1-2-96, 1997; ДБН В.2.1-10:2018, 2018). Товщина ґрунтової подушки –

1,80 м; 6 шарів ущільненого ґрунту, відібраного з котловану, товщиною по 30 см. Дно котловану під ґрунтовою подушкою ущільнене до щільності скелету  $\rho_d=1,7 \text{ г/см}^3$ . Ґрунтову подушку виконано з місцевих лесовидних суглинків при  $W_0=0,15$ , з граничним відхиленням  $\pm 15 \%$  від  $W_0$ . У разі відхилення від заданого значення вологості виконувалось зволоження або просушування. При необхідності зволоження, якщо вологість ґрунту нижче оптимальної на  $15 \%$  і більше, ґрунт в кавальєрі укладали шарами по 25 см з одночасним зволоженням.

Таблиця 2.4 – Розраховані величини (випадок ущільнених ґрунтів)

Значення розрахованих величин	Осі фундаменту			
	Г	Б	1	5
$b$	1,1	1,4	0,7	0,6
$R$	397,72	402,86	390,89	389,18
$p$	232,01	223,09	204,46	202,58
$\delta$	-41,67	-44,62	-47,69	-47,95
Висновок:	Недовантаження			

В табл. 2.4 приведені дані розрахунку фундаментів на ущільнених ґрунтах. Для отриманих розмірів стрічкових фундаментів була також підрахована спільна деформація основи і споруди з використанням розрахункової схеми у вигляді шару кінцевої товщини методом пошарового підсумування, який детально розглянуто в Розділі 1 дисертаційної роботи (табл. 2.5). Таким чином, проведене обґрунтування параметрів міцності та деформативності основ цивільної будівлі, ґрунтовою основою якої є слабкий просадний ґрунт.

Для споруд на лесових ґрунтах бажано мати числові значення деформації осідання основи по всіх осях будівлі приблизно однаковими. В зв'язку з цим були змінені деякі розміри ширини стрічки фундаментів (табл. 2.6).

Таблиця 2.5 – Отримані початкові величини геометричних параметрів

Значення розрахованих величин	Осі фундаменту			
	Г	Б	1	5
Ширина стрічки фундаменту $b$ , м	1,1	1,4	0,7	0,6
Осідання основи фундаменту $s$ , см	1,51	1,69	0,79	0,68

Таблиця 2.6 – Оптимізовані величини геометричних параметрів

Значення розрахованих величин	Осі фундаменту			
	Г	Б	1	5
Ширина стрічки фундаменту $b$ , м	1,3	1,6	0,7	0,6
Осідання основи фундаменту $s$ , см	1,43	1,60	0,79	0,68

Граничне значення спільної деформації основи і споруди для житлових багатоповерхових безкаркасних будинків з несучими стінами з цегляної кладки без армування складає  $s_u=10$  см згідно п. 7.9.4 (ДБН В.2.1-10:2018, 2018). Тобто по всім чотирьом осям умова розрахунку за деформаціями основ виконується.

Геотехнічний аналіз оптимальних параметрів фундаментів житлового чотирьохповерхового будинку було виконано з урахуванням результатів інженерно-геологічних вишукувань, даних, що характеризують призначення, конструктивні особливості будівлі, навантаження, що діють на фундаменти, а також з прогнозуванням умов експлуатації та економічними можливостями замовника.

На основі виконаних розрахунків була розроблена оптимальна конструкція стрічкового фундаменту на ущільненій ґрунтовій подушці та підсиленні мікропалями. При цьому була врахована можливість відносної рівномірної деформації просідання лесової основи під фундаментом житлового чотирьохповерхового будинку.

Слід відмітити, що згадані вище бурин'екційна та бурозмішувальна технології реалізуються на практиці по-різному. Перша технологія базується на

тому, що всередину ґрунтової основи занурюється інструмент (так званий монітор) та, обертаючись, руйнує ґрунт струменем високого тиску (200...350 МПа) (Власов, Тимченко, & Рябичев, 2005; Coulter, & Martin, 2006; Amini, Bitaraf, Nasab, & Javidan, 2018; Akin, M., Akkaya, Akin, M. K., Özvan, & Ak, 2019). Таким чином, замість слабкого нестійкого ґрунту утворюється ґрунтоцементна колона, більшість об'єму якої складає цемент. Друга технологія також ґрунтується на тому, що всередину ґрунтової основи занурюють інструмент (так зване бурове долото), але ґрунт руйнується не струменем цементу (при тиску 0,20...0,35 МПа) (Новицький, 2012, 2013; Зоценко, 2013; Крисан, В. І., Крисан, В. В., Петренко, & Тютюкін, 2023), а нарізанням під час обернення інструменту (рис. 2.2, а).



Рисунок 2.2 – Робота бурового станку під час створення мікропаль (а) та подача цементу під час реалізації бурозмішувальної технології (б)

Отримана під час руйнування ґрунтова стружка змішується з цементом

(рис. 2.2, б), утворюючи ґрунтоцементний елемент, тобто ґрунт не заміщується цементом, а змішується з ним.

Отримано значення деформації осідання основи по всіх осях будівлі для отриманої ширини стрічки фундаментів (табл. 2.7).

Таблиця 2.7 – Оптимізовані величини геометричних параметрів

Значення розрахованих величин	Осі фундаменту			
	Г	Б	1	5
Ширина стрічки фундаменту $b$ , м	1,3	1,6	0,7	0,6
Осідання основи фундаменту $s$ , см	1,17	1,28	0,64	0,55

Порівняльний аналіз двох технологій підсилення, відповідно ґрунтова подушка (табл. 2.6) та мікропалі, що створені за бурозмішувальною технологією (табл. 2.7) свідчать про ефективне покращення параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями, тобто подальші дослідження мають наукове обґрунтування, а результати, отримані в подальшому мають теоретичне та практичне значення для будівельної галузі, а саме підсилення слабких ґрунтових основ.

## 2.2 Обґрунтування міцності підсиленої мікропалями основи

Першим кроком обґрунтування бурозмішувальної технології влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ є отримання в ході чисельного аналізу закономірностей зміни НДС системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями» від деформаційних властивостей ґрунтоцементу. Для цього створена просторова скінченно-елементна модель на основі плоского прототипу, що побудований за допомогою автоматичної триангуляції розрахункового комплексу SCAD (Карпиловский, Криксунов, Перельмутер, et al., 2000; Перельмутер, & Слівкер, 2002; певні авторські результати дослідження цього питання викладені в роботах Петренко, Харченко, Терещук, & Петров, 2020; Петренко, Андрєєв, & Харченко, 2021).

Метод скінченних елементів для вирішення задач взаємодії ґрунтової основи та мікропалей є найбільш плідним, судячи з результатів інших авторів (Xu, & Poulos, 2001; Yang, & Jeremić, 2002; Gesto, Gens, & Arroyo, 2012; Zolfegharifar, Daram, & Rahimi, 2015; Tiutkin, Neduzha, & Kalivoda, 2020; Wang, X., Mao, & Wang, W., 2022).

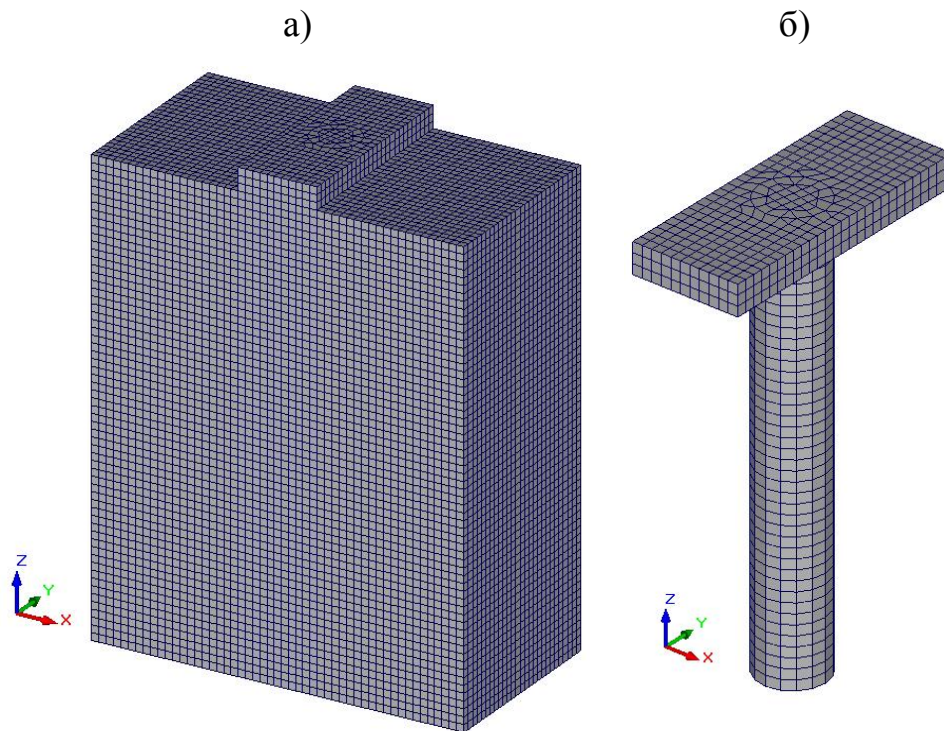


Рисунок 2.3 – Скінченно-елементна модель:

а) загальна; б) фрагмент – фундамент із мікропалею

Для чисельного аналізу та порівняння його результатів розглянуто чотири варіанти: фундамент на слабкій основі без підсилення (Варіант 0) та три варіанти його підсилення ґрунтоцементними мікропаями довжиною 6 м діаметром 1,0 м, створеними на основі бурозмішувальної технології (рис. 2.3).

У ролі навантаження моделі було прийнято значення 316,83 кН/м, розподілене по нижній частині стіни 380 мм для фундаменту шириною 1,6 м та товщиною 0,4 м (вісь Б), розраховане в п. 2.1. Слід відмітити, що розраховані параметри фундаменту та результати перевірки його міцності та стійкості надалі будуть застосовуватися як порівняльні, а самі розрахунки, проведені для стрічкового фундаменту на слабкій ґрунтовій основі – як тестові.

Моделі всіх чотирьох варіантів базуються на скінченних елементах типу призми або тетраедра із характерним розміром 0,15 м (заданий в ході автоматичної тріангуляції в режимі з'єднання трикутних елементів плоского прототипу в чотирикутні) і налічують 91944 вузлів, 86265 скінченних елементів (близька 276000 ступенів волі), що характеризує задачу як великорозмірну.

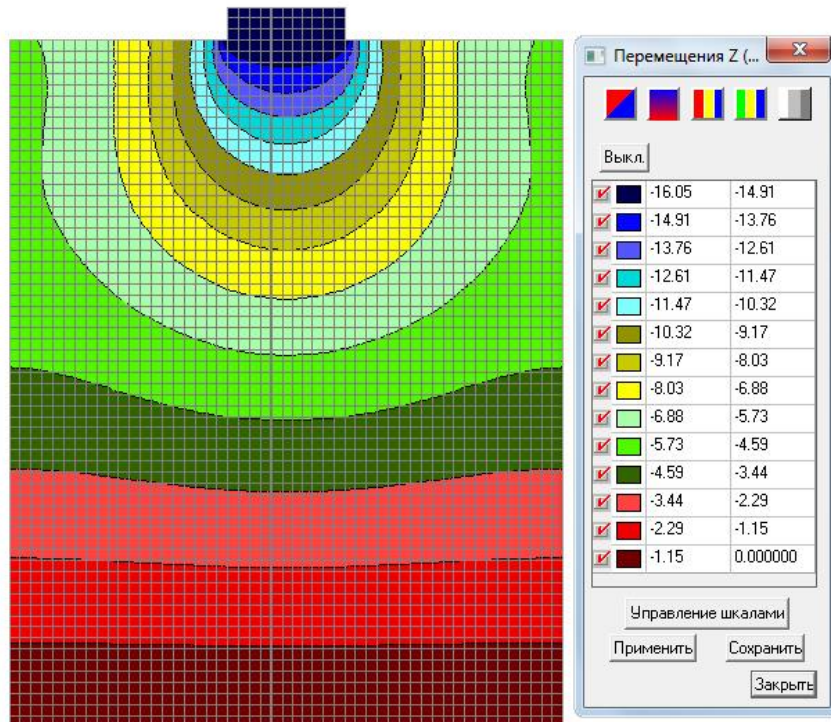
Скінченно-елементним моделям надані наступні деформаційні характеристики: жорсткість 1 (слабка основа – суглинок, питома вага  $\gamma=1,9 \text{ т/м}^3$ , модуль пружності  $E=10 \cdot 10^3 \text{ кПа}$ , коефіцієнт Пуассону  $\mu=0,3$ ); жорсткість 2 (фундамент – залізобетон, питома вага  $\gamma=2,45 \text{ т/м}^3$ , модуль пружності  $E=3,25 \cdot 10^7 \text{ кПа}$ , коефіцієнт Пуассону  $\mu=0,2$ ); жорсткість 3 (матеріал елемента підсилення – палі, що створена за допомогою бурозмішувальної технології) при однаковій питомій вазі  $\gamma=2,1 \text{ т/м}^3$  та коефіцієнті Пуассону  $\mu=0,3$  і має різні показники модуля пружності для кожного з трьох варіантів:  $E=3 \cdot 10^3 \text{ кПа}$  (Варіант 1 – середнє значення для ґрунтоцементу із роботи Петренко, Тютюкін, Крисан, В. І., & Крисан, В. В., 2019);  $E=1 \cdot 10^4 \text{ кПа}$  (Варіант 2 – значення для ґрунтоцементу із робіт Зоценко, Винников, Ларцева, Шокарев, & Крисан, 2011; Зоценко, М. Л., Винников, & Зоценко, В. М., 2016);  $E=3 \cdot 10^7 \text{ кПа}$  (Варіант 3 – значення для армованого ґрунтоцементу із роботи Єлісеєва, Бабенко, et al., 2017).

Три варіанти підсилення, що розглядаються, є найбільш ефективними на практиці, оскільки модуль пружності ґрунтоцементу, як відомо, змінюється із кількістю цементу (Зоценко, Петраш, Р. В., & Петраш, О. В., 2010; Петруняк, 2012), а також при армуванні, відповідно зростатиме і його питома вага. Однак для чіткого відокремлення впливу саме деформаційних характеристик (модулю пружності ґрунтоцементу) питома вага для трьох варіантів є константою для створення рівних умов чисельного аналізу.

На схему накладені граничні умови: понизу моделі – заборона переміщення по всім трьом осям X, Y та Z, по боках основи – заборона по осях X та Y, по поперечних сторонах моделі – заборона по осі Y (умова плоскої деформації). Верх фундаменту вільний від граничних умов. Отримані

результати чисельного аналізу (рис. 2.4-2.7) свідчать про значний вплив на НДС системи «грунтова основа, підсилена мікропалями».

### Варіант 0



### Варіант 1

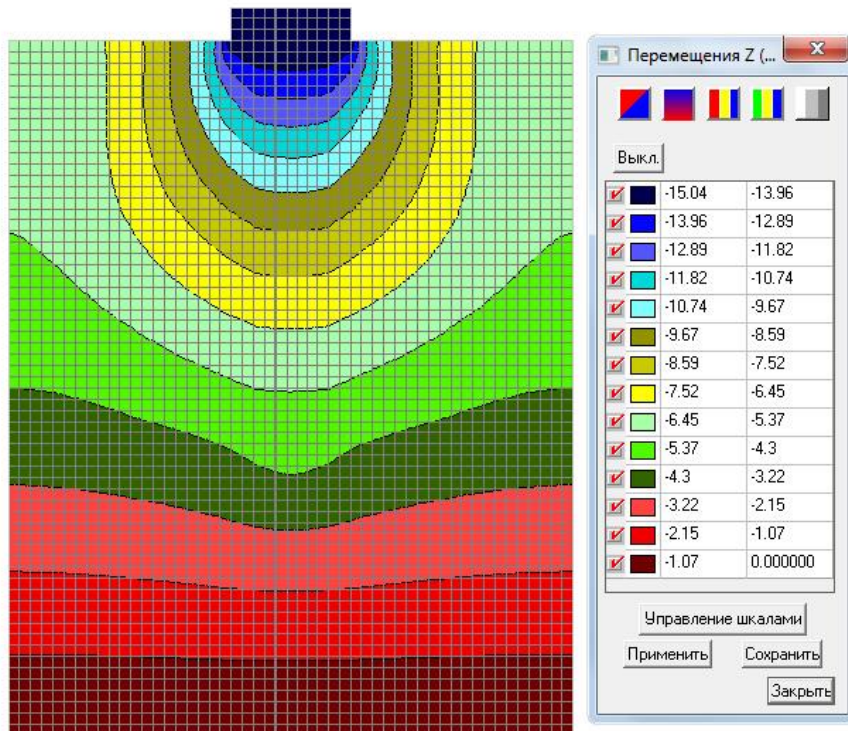
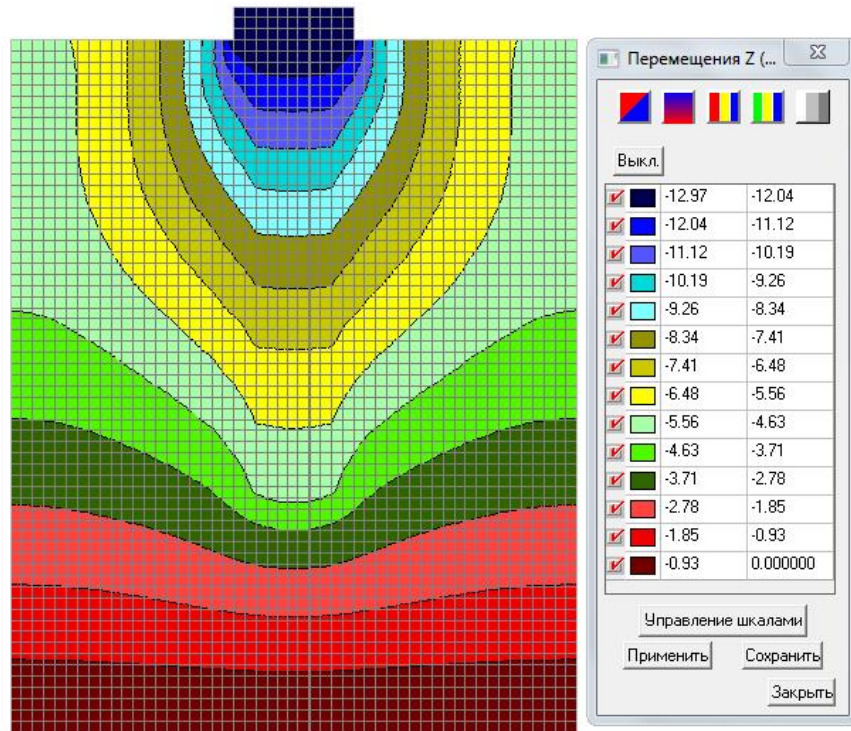


Рисунок 2.4 – Ізолінії та ізополя переміщень по осі Z (вертикальна)  
в фрагменті моделей 0 і 1

## Варіант 2



## Варіант 3

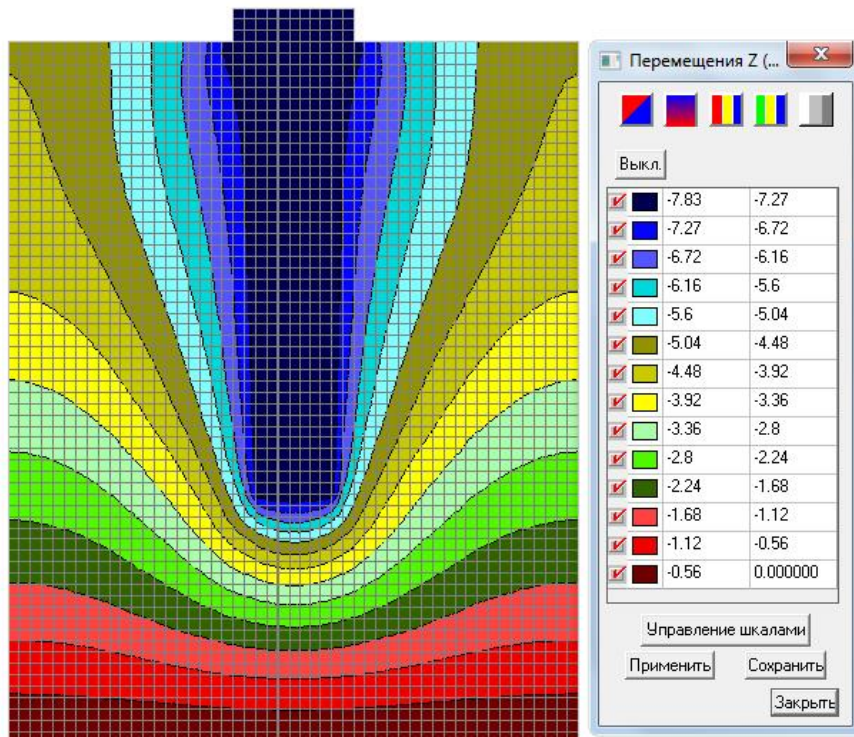
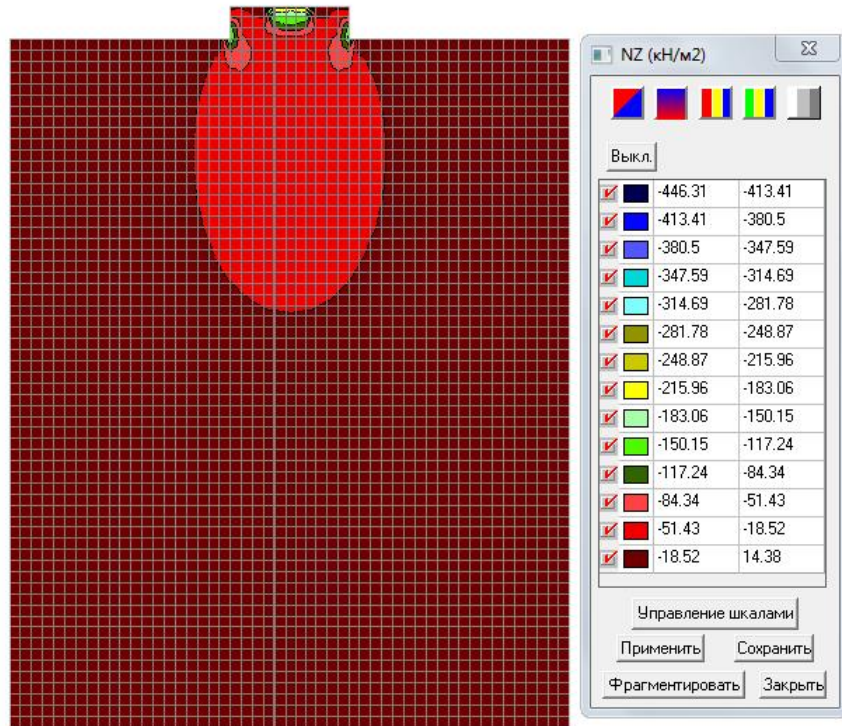


Рисунок 2.5 – Ізолінії та ізополя переміщень по осі Z (вертикальна)  
в фрагменті моделей 2 і 3

## Варіант 0



## Варіант 1

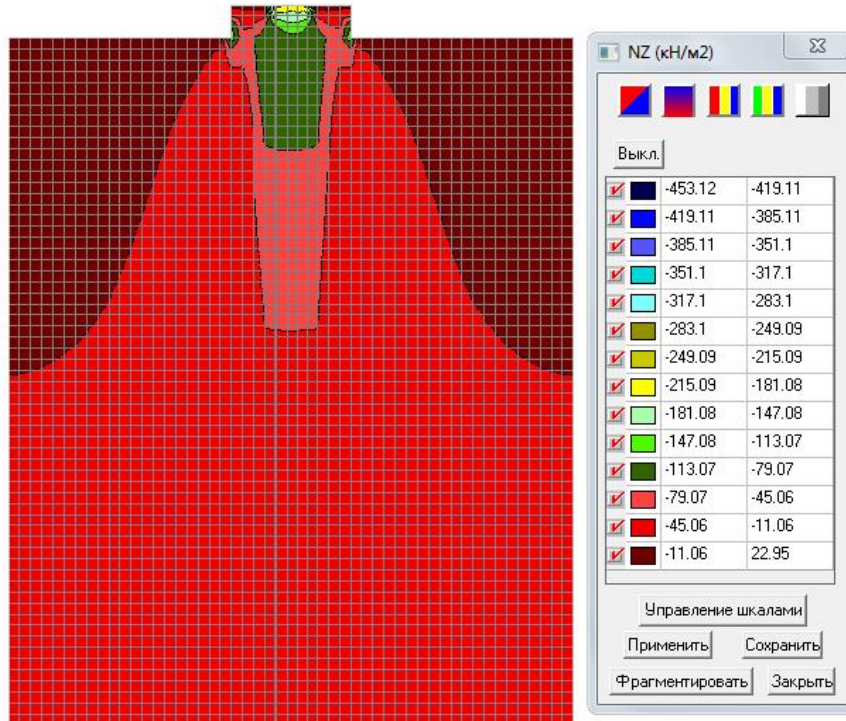
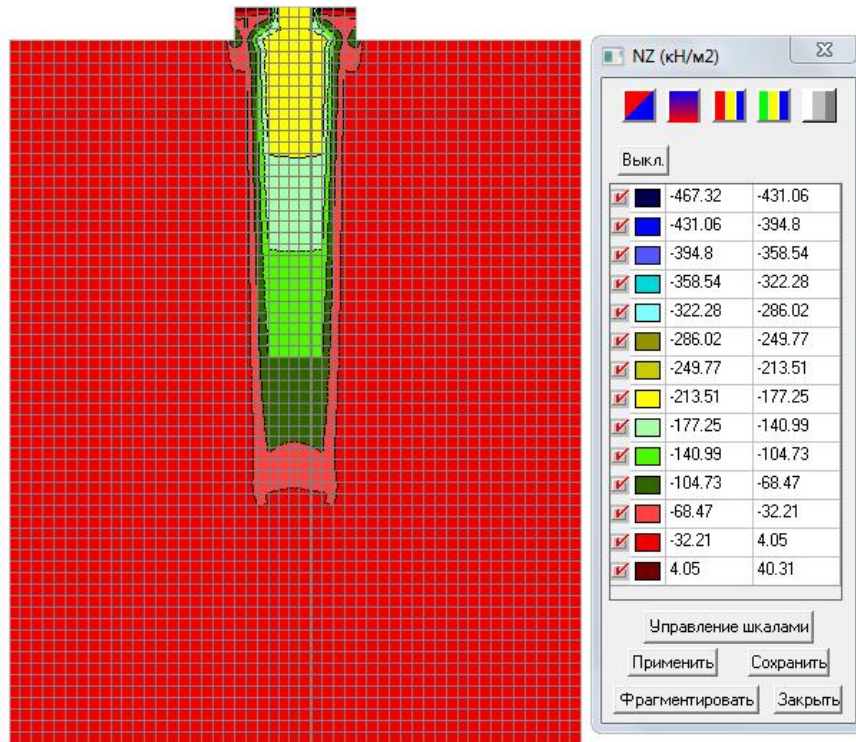


Рисунок 2.6 – Ізолінії та ізополя нормальних напружень по осі Z (вертикальна) в фрагменті моделей 0 і 1

## Варіант 2



## Варіант 3

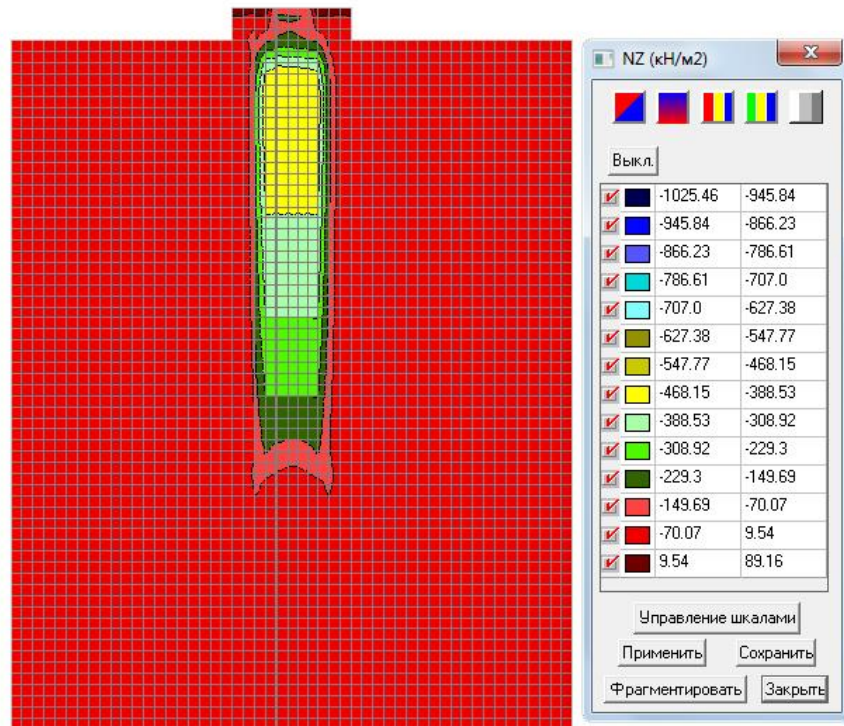


Рисунок 2.7 – Ізолінії та ізополя нормальних напружень по осі Z (вертикальна) в фрагменті моделей 2 і 3

Спостерігається значне зменшення переміщень по осі  $Z$  від модуля пружності ґрунтоцементу: -16,05 мм (Варіант 0), -15,04 мм (Варіант 1), -12,97 мм (Варіант 2) та -7,83 мм (Варіант 3), тобто відповідно в 1,06, 1,23 та 2,05 рази.

Значення вертикальних нормальних напружень під обрізом фундаменту в залежності від варіанту змінюється незначно: -0,16 МПа (Варіант 0), -0,14 МПа (Варіант 1), -0,15 МПа (Варіант 2) та -0,20 МПа (Варіант 3).

Таким чином, створення мікропалі на основі бурозмішувальної технології при збільшенні деформаційної характеристики в 3 рази (відношення модулів пружності ґрунтоцементу палі та ґрунту слабкої основи) зменшує вертикальні переміщення фундаменту в 1,23 рази, що є досить ефективним рішенням впливу на НДС системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями».

В дослідженнях впливу на НДС системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями» на основі чисельного аналізу отримано залежності зміни вертикальних переміщень та напружень від модуля пружності ґрунтоцементу мікропалі, створеної на основі бурозмішувальної технології. Такі наукові результати позначені новизною і свідчать про необхідність подальших досліджень впливу жорсткості мікропалі, що залежить від її геометричних параметрів.

Практичне значення мають результати порівняльного аналізу обґрунтування буроін'єкційної (струминної) та бурозмішувальної технологій влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ із визначенням технологічних особливостей та вибором бурозмішувальної як найбільш ефективного варіанту з позиції реалізації технології.

Поступове збільшення обсягів будівництва промислових та цивільних будівель на слабких ґрунтах потребує наукового обґрунтування влаштування мікропаль. Вибір способу влаштування таких елементів армування потребує аналізу технологічних параметрів та впливу методу на напружено-деформований стан системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями».

### 2.3 Обґрунтування деформативності підсиленої мікропаллями основи

Глобально метод скінченних елементів як розрахункове середовище дозволяє враховувати взаємодію частин геотехнічних систем, в кожному конкретному випадку з'являються задачі, пов'язані із деякими особливими ефектами. Так, наприклад, формування деформованого стану в системі «грунтова основа, підсилена мікропаллями», що взаємодіє із стрічковим фундаментом, повністю залежить від комбінації деформаційних властивостей (модуль пружності, коефіцієнт Пуассона) частин вказаної системи. Підбір цих властивостей, зокрема модуля пружності, які надають системі найменших або заздалегідь заданих деформацій, можливий лише за умови отримання їх закономірностей. Відповідно, їх пошук для системи «грунтова основа, підсилена мікропаллями» є метою дослідження, що характеризується значною актуальністю в галузі геотехніки. Авторські результати дослідження цього питання викладені в роботі (Petrenko, Bannikov, Kharchenko, & Tkach, 2022).

Підсилення ґрунтових основ або породних масивів за допомогою нагнітання під тиском різних розчинів є ефективним способом зменшення їх деформованого стану (Modoni, Croce, & Mongiovi, 2008). Занурення вертикального або похилого елемента в ґрунт за допомогою будь-якої технології змінює загальну деформаційну ситуацію, оскільки матеріал конструкції армування має модуль пружності, який кардинально відрізняється від ґрунту основи (Tiutkin, Keršys, & Neduzha, 2020; Sedin, Volnianskyi, Kovba, Vikus, & Zahilskyi, 2023; Shapoval, Ivanova, Napieiev, Yanko, & Barsukova, 2023). Взаємозалежність цих модулів, за інших рівних умов (діаметр та довжина мікропалі, відстань між ними), надає можливості визначити закономірності деформованого стану, які дозволяють прогнозувати його в інших умовах.

Відомо, що для випадку плитного або стрічкового фундаменту показник його гнучкості визначають за формулою Горбунова-Посадова (Швець, Шаповал, Петренко, et al, 2008):

$$r = \frac{3(1 - \mu_f^2) \pi E_s a F}{(1 - \mu_s^2) \pi E_f h}, \quad (2.6)$$

де  $E_s$ ,  $\mu_s$  – відповідно модуль пружності (МПа) та коефіцієнт Пуассона ґрунту;  $E_f$ ,  $\mu_f$  – відповідно модуль пружності (МПа) та коефіцієнт Пуассона фундаменту;  $a$ ,  $F$ ,  $h$  – відповідно половина довжини (м), площа (м) і товщина (м) фундаменту. Таким чином, якщо аналізувати формулу (2.6), зміна модулю пружності ґрунту не призводить до значної зміни показника гнучкості фундаменту. На цьому положенні будується широко відома теорія середнього модулю основи, підсиленої елементами армування – палями та мікропалями, виконаними на основі різних технологій.

Однак практика застосування мікропаль свідчить про те, що зміна деформаційних характеристик матеріалу, з яких вони виконуються, значним чином змінює деформаційний стан, майже не впливаючи на показник гнучкості фундаменту. Це пояснюється тим фактом, що приведення деформаційних характеристик до визначеної середньої величини модулю пружності не може відобразити реальну фізичну картину деформування неоднорідної системи, хоча і дозволяє оцінити її деформаційний стан в інженерному розрахунку.

Тому для вирішення поставленої задачі розроблено скінченно-елементну модель геотехнічної системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями» із застосуванням реальних геометричних параметрів стрічкового фундаменту, модулів пружності ґрунтової основи та ґрунтоцементного матеріалу мікропалі та можливістю порівняння отриманих значень деформованого стану із аналітичними показниками. В скінченно-елементній моделі відображений фундамент, аналітично розглянутий в п. 2.1, який має ширину 1,6 м та товщину 0,4 м (вісь Б) (рис. 2.8).

Модель методу скінченних елементів, що реалізована в комплексі SCAD, має 68849 вузлів, 64233 скінченних елементів (близька 193000 ступенів волі, задача великої розмірності). За можливості варіювання властивостей системи, моделі мали наступні деформаційні характеристики: фундамент із залізобетону

мав питому вагу  $\gamma_f=2,45 \text{ т/м}^3$ , модуль пружності  $E_f=3,25 \cdot 10^4 \text{ МПа}$  й коефіцієнт Пуассону  $\mu_f=0,2$ ; ґрунтова основа мала питому вагу  $\gamma_s=2,0 \text{ т/м}^3$ , коефіцієнт Пуассона  $\mu_s=0,3$  та варіацію модуля пружності: 1)  $E_s=5 \text{ МПа}$ ; 2)  $E_s=10 \text{ МПа}$ ; 3)  $E_s=15 \text{ МПа}$ ; 4)  $E_s=20 \text{ МПа}$ .

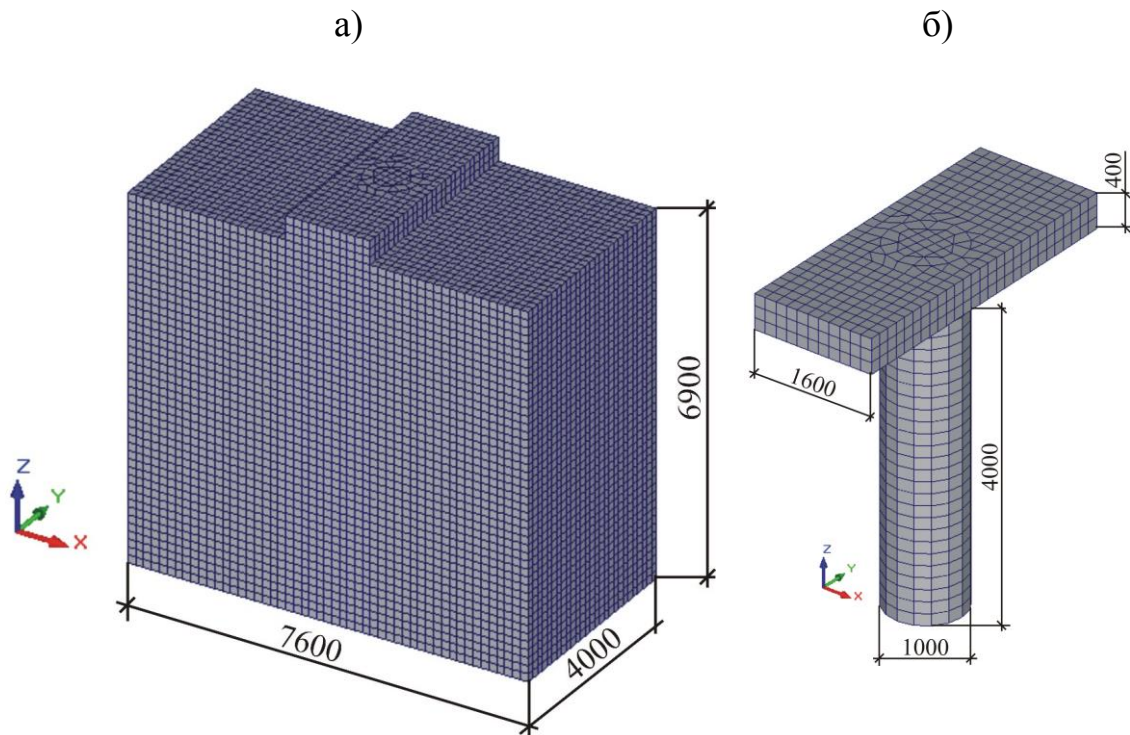


Рисунок 2.8 – Скінченно-елементна модель системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями» із стрічковим фундаментом:  
а) загальний вигляд; б) фрагмент моделі – фундамент із мікропаллею

Основа закріплена мікропаллею довжиною 4,0 м і діаметром 1,0 м, створеною на основі бурозмішувальної технології, з питоюю вагою  $\gamma_{mp}=2,05 \text{ т/м}^3$ , коефіцієнтом Пуассону  $\mu_{mp}=0,3$  та варіацію модуля пружності: 1)  $E_{mp}=30 \text{ МПа}$ ; 2)  $E_{mp}=60 \text{ МПа}$ ; 3)  $E_{mp}=90 \text{ МПа}$ ; 4)  $E_{mp}=120 \text{ МПа}$ . В якості навантаження моделі було прийнято значення  $316,83 \text{ кН/м}$ .

Вертикальне переміщення непідсиленого фундаменту  $s=1,6 \text{ см}$  аналітично обчислено за формулою (2.5). Результати деформованого стану, отримані в ході чисельного аналізу, порівнювалися із аналітичним розрахунком, проведеним в п. 2.1 дисертаційної роботи, який відіграв роль тесту.

Перш, ніж проаналізовано отримані значення деформованого стану для широкого спектру зміни модуля пружності матеріалу мікропалі та ґрунту основи, було проведене порівняння вертикального переміщення  $s=1,6$  см, отриманого з аналітичного розрахунку, з результатом чисельного аналізу розрахункового випадку непідсиленого фундаменту із модулем пружності ґрунтової основи  $E_s=20$  МПа. Вертикальне переміщення склало  $s=1,69$  см, що свідчить про похибку в 5,32 % і доводить, що проведені чисельні розрахунки характеризуються високим ступенем точності отриманих результатів.

Обсяг дисертаційної роботи не дає можливості навести усі ізолінії та ізополя деформованого стану, отриманого в ході розрахунку 20 скінченно-елементних моделей, що характеризуються зміною модуля пружності матеріалу мікропалі та ґрунту основи. Тому нижче наведені характерні ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $s$  (мм) в деяких скінченно-елементних моделях, причому надана лише ця компонента, оскільки горизонтальна не є характерною. Це пояснюється тим, що у випадках, що розглядаються, вертикальні деформації геотехнічної системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями» є більш впливовими і характерними у випадку вертикального навантаження на симетричну конструкцію фундаменту.

Для розуміння характеру деформування геотехнічної системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями» достатньо розглянути якісну картину розподілу вертикальної компоненти переміщень (рис. 2.9).

Максимальні переміщення із усіх розрахункових випадків наявні для випадку непідсиленої слабкої ( $E_s=5$  МПа) ґрунтової основи ( $s=6,78$  см, рис. 2.9, а). Їх розподіл є класичним для жорстких фундаментів стрічкового типу із значним показником гнучкості за Горбуновим-Посадовим і представляє собою ядро (зону) активного стиску. При підвищенні модулю пружності ґрунту в три рази і наявності мікропалі із мінімальним модулем пружності ( $E_{mp}=30$  МПа, рис. 2.9, б) вже відмічається загострення ядра під фундаментом, яке ще більш характерне для випадків збільшення модуля пружності ґрунтоцементу та зменшення пружності ґрунту основи (рис. 2.9, в, г).

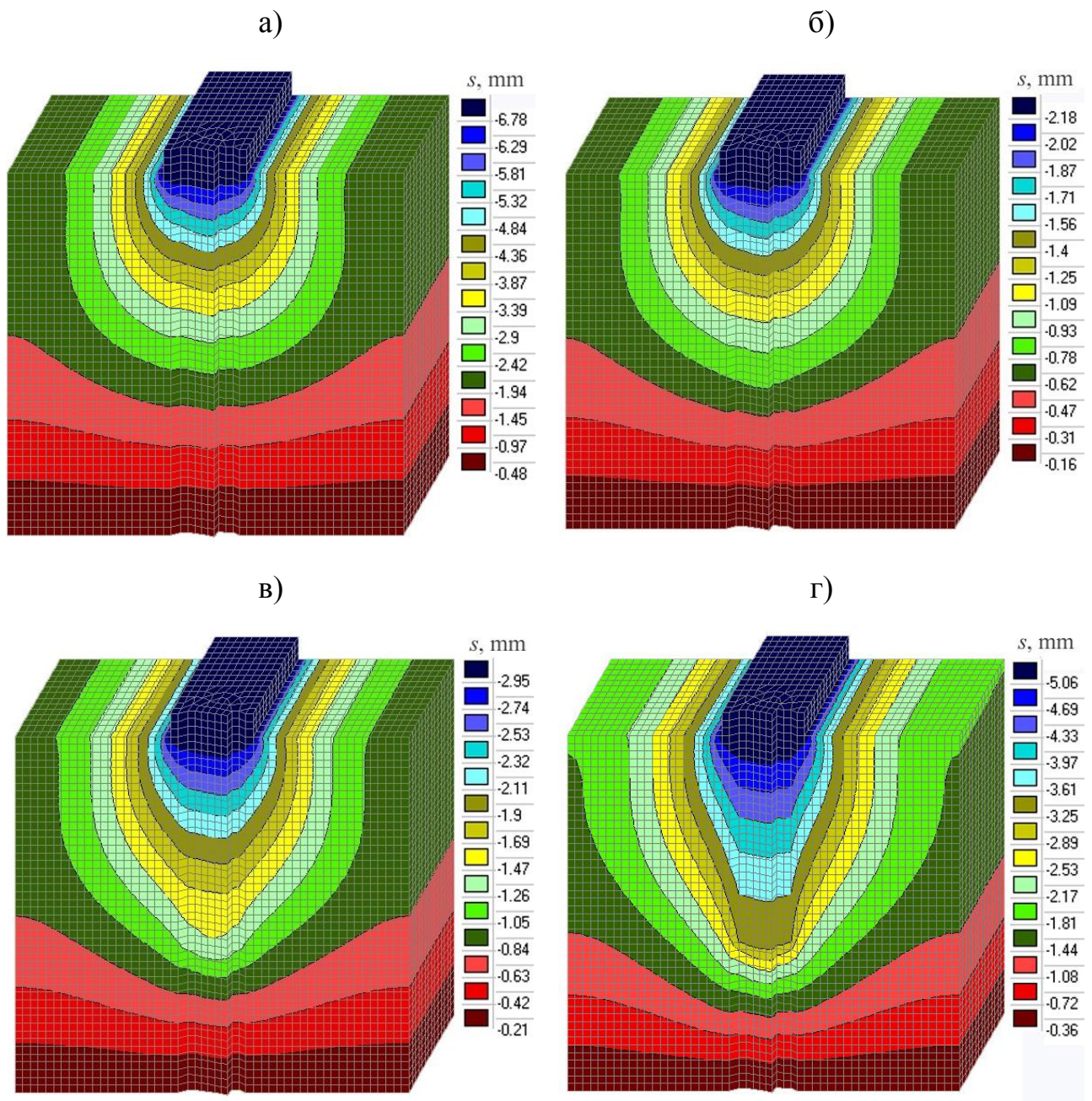


Рисунок 2.9 – Характерні ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $s$  (мм) в скінченно-елементних моделях: а) незакріплена мікропалями,  $E_s=5$  МПа; б)  $E_{mp}=30$  МПа,  $E_s=15$  МПа; в)  $E_{mp}=60$  МПа,  $E_s=10$  МПа; г)  $E_{mp}=90$  МПа,  $E_s=5$  МПа

Саме ця особливість деформування геотехнічної системи «грунтова основа, підсилена мікропалями», яка визначається та явно відмічається при якісному аналізі отриманих результатів, свідчить про те, що комбінація модулів пружності мікропали та ґрунтової основи максимально впливає на зміну ядра

стиску. Але, порівнюючи полярні розрахункові випадки (рис. 2.9, а та рис. 2.9, г), можна зробити висновок, що для слабких ґрунтів не відбувається явного зменшення вертикальних переміщень при підвищенні модуля пружності мікропалі.

Не викликає сумнівів, що зменшення переміщень в 1,33 рази, характерне для цих випадків, є позитивним ефектом, який може нівелюватися технологічними витратами, оскільки збільшення модулю пружності ґрунтоцементу мікропалі, створеною на основі бурозмішувальної технології, потребує додаткових витрат цементу та додатків до нього. Закономірність вертикальних переміщень від модуля пружності ґрунтової основи (рис. 2.10) апроксимована для кожної кривої трендом (степенева залежність).

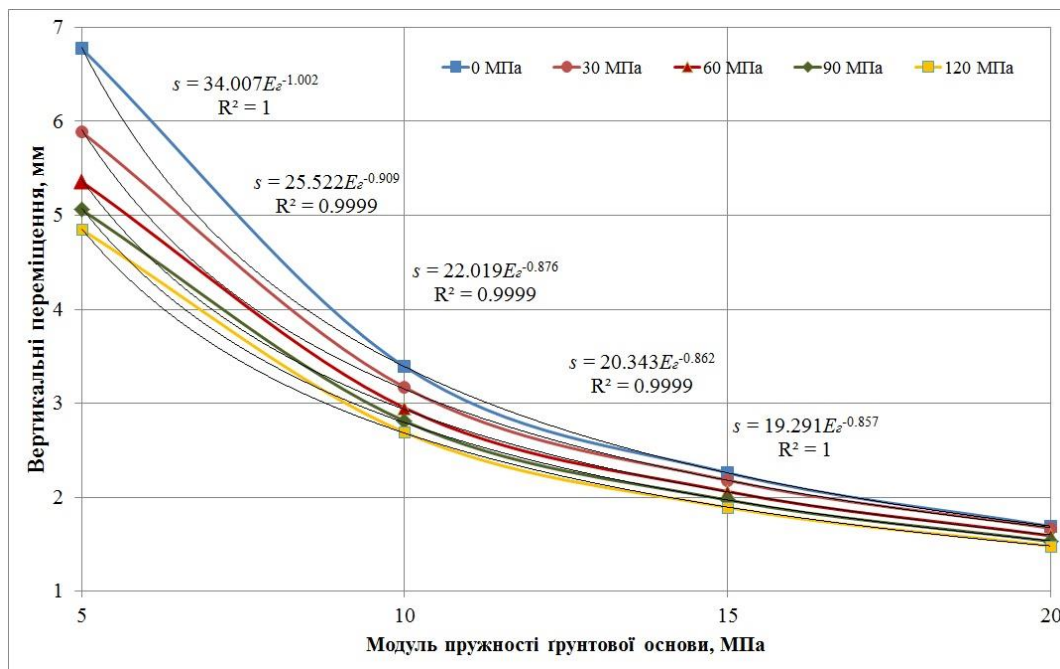


Рисунок 2.10 – Закономірність вертикальних переміщень від модуля пружності ґрунтової основи

Всі рівняння трендів мають вигляд  $s = aE_s^{-b}$  та високу ступінь апроксимації ( $R^2=0,99$ ), що свідчить про їхній майже функціональний характер. Вже отримані закономірності, наведені на рис. 2.10, надають змогу прогнозувати деформований стан для достатньо широкого діапазону модуля пружності слабкої ґрунтової основи ( $E=5\dots 20$  МПа), але для більшої наочності

побудовано просторову діаграму закономірності вертикальних переміщень від модуля пружності ґрунтової основи та мікропалі (рис. 2.11).

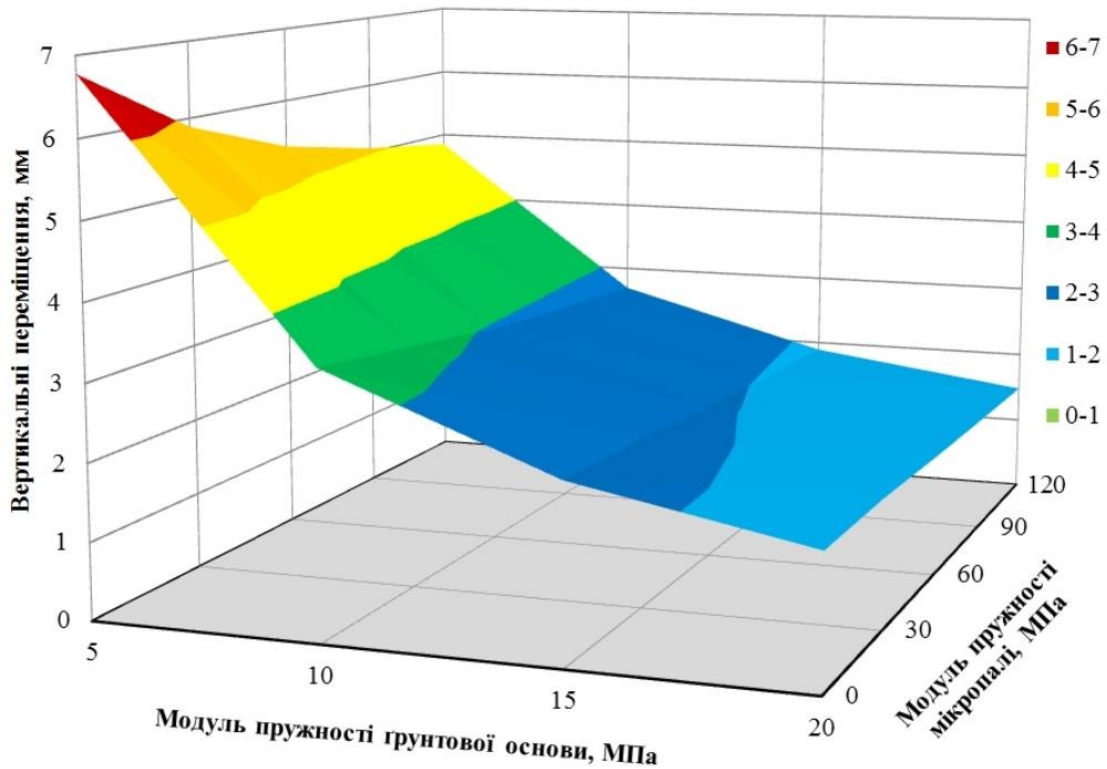


Рисунок 2.11 – Закономірність вертикальних переміщень від модуля пружності ґрунтової основи та мікропалі

Надана поверхня вертикальних переміщень, яка є закономірністю від модулів пружності ґрунтової основи та мікропалі, характеризує простір деформованого стану цієї компоненти. Практично її можна застосовувати для прогнозування вертикальних переміщень геотехнічної системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями», задаючись конкретними значеннями модулів пружності і отримуючи прогнозні значення деформованого стану.

Отримані закономірності деформованого стану системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями» дозволяють з високим ступенем адекватності прогнозувати деформований стан для підсилення слабких ґрунтових основ мікропалями. Крім того, отримані в ході чисельного аналізу результати довели, що вплив збільшення модуля пружності мікропалі для слабких основ ( $E_s=5\dots 10$  МПа) не є визначальним.

### **3 ОБҐРУНТУВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПІДСИЛЕНОЇ МІКРОПАЛЯМИ ОСНОВИ З УРАХУВАННЯМ НОВОГО ПІДХОДУ ДО ЇХ ВЗАЄМНОГО ВПЛИВУ**

#### **3.1 Критичний аналіз підходів до взаємного впливу мікропалів та ґрунтової основи**

Під час аналізу напружено-деформованого стану ґрунтових основ, підсилених палями або мікропалями, створеними на основі бурозмішувальної технології, існує два концептуально полярних підходи. Кожен з них певною мірою враховує ситуацію взаємодії між ґрунтовою основою та елементом підсилення (палею або мікропалею), який в ній створено. Проте і кожен з цих підходів, з об'єктивних причин, не може врахувати всю специфіку вказаної взаємодії тому, що палі або мікропалі, створені на основі бурозмішувальної технології, є особливими елементами з притаманними лише їм параметрами.

Перший підхід базується на розумінні формування напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями, створеними на основі бурозмішувальної технології» як середовища, що має незначні зміни деформаційних характеристики. Цей концептуальний прийом є таким, що відповідає реальній ситуації формування деформованого стану досліджуваної системи. Дійсно, обидві частини системи, тобто основа та мікропалля мають відмінність у деформаційних властивостях (модуль пружності-деформації при коефіцієнті Пуассона  $0,2 \dots 0,3$ ), що дорівнює десятки разів. Модуль деформації глинястих ґрунтів, що потребують підсилення, має діапазон  $18 \dots 35$  МПа, в той час як матеріали елементів, створених на основі *jet-grouting*, мають значно вищі значення. Якщо розглянути подібну систему, але замінити елемент підсилення на такий, що виготовлено індустріальним способом із залізобетону (забивна палля або мікропалля), то взаємодія в такій системі буде геть іншою. Це пояснюється тим, що відношення модулів пружності-деформації слабкого просадного ґрунту та залізобетону палі (мікропалі) буде складати тисячі разів (табл. 3.1).

Таблиця 3.1 – Осереднені дані для матеріалів паль (мікропаль)

Назва матеріалу палі	Щільність ( $\rho$ ), т/м <sup>3</sup>	Міцність ( $R$ ), МПа	Модуль деформації ( $E$ ), МПа
Паля або мікропаля, створена на основі <i>jet-grouting</i> за (Flora, Modoni, Lirer, & Croce, 2013; Guler, & Secilen, 2021; Severino, de Macêdo Wahrhaftig, Tiutkin, Gubashova, & Neduzha, 2022)			
Ґрунтоцемент на основі супіску лесового просадного	1,66	4,2...12,6	600...1200
Ґрунтоцемент на основі супіску пилюватого твердого	1,83	10,2...14,3	620...1300
Ґрунтоцемент на основі суглинку м'якопластичного	1,73	3,7...6,7	450...600
Паля або мікропаля, створена на основі <i>drilling-mixing technology</i> (вміст цементу – 15 %) за (Зоценко, М. Л., Винников, & Зоценко, В. М., 2016; Tiutkin, Neduzha, & Kalivoda, 2021; Severino, de Macêdo Wahrhaftig, Tiutkin, Gubashova, & Neduzha, 2022)			
Ґрунтоцемент на основі супіску пилюватого	1,38	3,70	350,0
Ґрунтоцемент на основі суглинку м'якопластичного	1,36	3,80	376,0
Ґрунтоцемент на основі суглинку твердого	1,48	4,05	402,0
Паля або мікропаля, створена на основі <i>drilling-mixing technology</i> (вміст цементу – 20 %) за (Зоценко, М. Л., Винников, & Зоценко, В. М., 2016; Severino, de Macêdo Wahrhaftig, Tiutkin, Gubashova, & Neduzha, 2022)			
Ґрунтоцемент на основі супіску пилюватого	1,38	5,00	487,5
Ґрунтоцемент на основі суглинку м'якопластичного	1,38	5,23	503,0
Ґрунтоцемент на основі суглинку твердого	1,46	5,46	529,0
Забивна паля (мікропаля)			
Залізобетон (на основі бетону В30)	2,5	30,0	32500...38500

Відповідно, базуючись на цьому прийомі, були розвинені теоретичні положення системи із усередненим або зваженим модулем пружності. Певною мірою система «грунтова основа, підсилена мікропалями, створеними на основі бурозмішувальної технології» розглядається однорідною, але ній надаються деформаційні характеристики, отримані шляхом приведення модуля пружності-деформації основи і палі (мікропалі) до деякого еквівалентного (середнього) значення  $E_{ec}$  (Петренко, В. И., & Петренко, В. Д., 2013):

$$E_{ec} = \frac{(E_s \cdot A_s) + (E_m \cdot A_m)}{(A_s + A_m)}, \quad (3.1)$$

де  $E_s$ ,  $E_m$  – відповідно модулі пружності-деформації основи і палі (мікропалі);  $A_s$ ,  $A_m$  – відповідно площі основи і палі (мікропалі).

Не викликає сумнівів, що такий концептуальний прийом та теоретичні основи, що з нього випливають, дозволяють розглядати вищевказану систему в рамках потужних і добре розроблених моделей пружного півпростору або шару скінченної товщини, розглянутих в Розділі 1. Виконавши усереднення модулів пружності, достатньо просто розрахувати значення напружено-деформованого стану досліджуваної системи, при цьому знаходячись у концептуальному полі механіки ґрунтів.

Однак, слід піддати критиці положення першого підходу. Безсумнівно, що прийом, застосований в ньому, є коректним і таким, що відображає ситуацію формування напружено-деформованого стану. Проте, усереднення деформаційних характеристик системи шляхом звичайного зважування модулів пружності-деформації є хибним кроком. Аргументом, що доводить цю хибність є наступним. Існуючі на сьогодні схеми підсилення слабких ґрунтових основ палями або мікропалями, що створюються на основі бурозмішувальної технології, є такими, що характеризуються однорідністю розташування елементів підсилення. Тобто розміщення цих елементів піддається правилу, що сформульоване для забивних або буронабивних паль: взаємний вплив між ними

виникає при відстані  $3...6d$  (діаметрів паль). Це викликано тим, що наразі не існує загальної теорії формування напружено-деформованого стану системи із незначним відношенням між деформаційними характеристиками частин системи. Прийнявши перший підхід, проєктувальники однозначно приймають і подібну до забивних паль схему розташування. Це також обґрунтовується і тим, що, прийнявши іншу схему розташування, вже буде дуже складно застосовувати наведену вище формулу. Оскільки просто перенесена з ситуації забивних або буронабивних паль схема розташування не дозволяє спиратися на положення першого підходу, то слід розглянути другий, який є більш диференційованим.

Перед тим, як проаналізувати положення другого підходу, слід підкреслити, що не пов'язане з забивними або буронабивними палями розташування паль або мікропаль, створених на основі бурозмішувальної технології, є обґрунтованим прийомом. Справа в тому, що в багатьох варіантах системи, що досліджується, максимальні напруження та деформації виникають локально, в деяких визначених місцях. Ці перенапружені та сильно деформовані області повністю узгоджені з положеннями механіки ґрунтів (області Пузиревського, зони максимального деформування під дією навантаження тощо). Тому, звичайно, положення паль або мікропаль вже заздалегідь планується у відповідності до цих областей. Саме розташування елементів підсилення із визначеним кроком  $3...6d$  (діаметрів паль) не призводить до максимального ефекту зменшення вертикальних переміщень.

Другий підхід, на відміну від першого, базується не на аналітичних положеннях механіки ґрунтів, а на теоретичних засадах механіки суцільного середовища, які втілено в основах методу скінченних елементів. Цей метод, який не потребує довгого пояснення щодо його застосування, дозволяє повною мірою відобразити в скінченно-елементній моделі систему «ґрунтова основа, підсилена мікропалями, створеними на основі бурозмішувальної технології». При цьому, під час створення моделі, непотрібно вдаватися до прийому першого підходу, який є дещо штучним, а саме не треба знаходити усереднений

(зважений) модуль пружності-деформації.

Метод скінченних елементів, реалізований в спеціалізованих розрахункових комплексах ANSYS, Cosmos, NASTRAN, Lira, StructureCAD (SCAD), дозволяє повною мірою відобразити реальні деформаційні характеристики обох частин системи. Також слід відмітити, що визначним є також те, що в скінченно-елементній моделі вказаної системи достатньо просто можна виконати варіацію не тільки розташування паль або мікропаль, а й зміну деформаційних характеристик системи.

Доволі часто і до сих пір прихильникам другого підходу закидають те, що чисельний аналіз направлений на конкретні рішення і не може надати закономірності напружено-деформованого стану. Однак, цей аргумент вже давно закреслений десятками та сотнями наукових праць, в яких чисельний аналіз за допомогою варіювання параметрів моделі (так званий параметричний аналіз) показав себе відмінним робочим інструментом, що дозволяє вирішувати широкий спектр задач визначення закономірностей напружено-деформованого стану будь-яких систем.

### **3.2 Розробка скінченно-елементних моделей непідсиленої та підсиленої ґрунтових основ**

Не викликає сумнівів, що для досягнення поставленої мети слід створити скінченно-елементну модель системи «ґрунтова основа, підсилена мікропаллями, створеними на основі бурозмішувальної технології», що дозволяє оперативно і контрольовано змінювати її параметри. Для цього вказану систему дещо розширено шляхом відтворення жорсткого елемента (стрічкового фундаменту на ґрунтовій основі), через який навантаження передається на ґрунтову основу. Такий методологічний крок є обґрунтованим в декількох роботах, і його застосування наближує систему до реально функціонуючої, оскільки в ній не відкидається додаткова жорсткість, ефект якої і викликає вже відмічені в дисертаційній роботі ефекти неоднорідності напружено-деформованого стану.

Первинним дослідженням, яке дозволить порівняння результатів подальшого параметричного аналізу, є дослідження невідсиленої основи. При цьому, слід взяти до уваги, що в подальшому, під час варіювання розташування елементів підсилення, слід змінювати відстань між ними. Таким чином, був створений просторовий скінченно-елементний прототип на основі об'ємних елементів, який має змогу прибудовуватися в якості модулю, створюючи більші моделі (рис. 3.1).

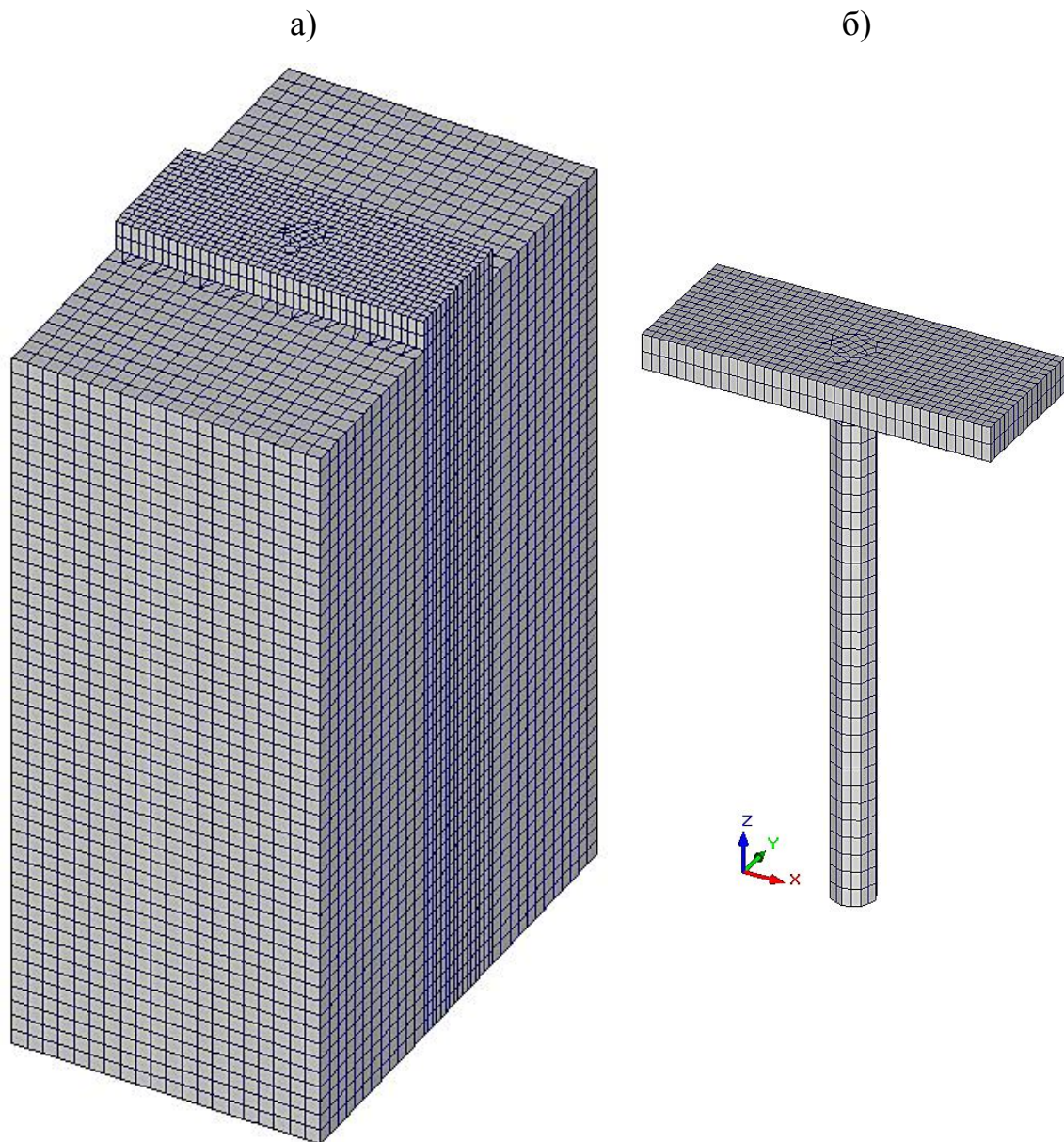


Рисунок 3.1 – Скінченно-елементна модель: а) Варіант 1;  
б) фрагмент скінченно-елементної моделі – фундамент з мікропалею

Всі скінченно-елементні моделі базуються на реальних геометричних параметрів стрічкового фундаменту, який має ширину 1,6 м та товщину 0,4 м (вісь Б) (див. аналітичні розрахунки в п. 2.1). Саме цей об'єкт обрано для забезпечення порівняння значень деформованого стану розроблених моделей із аналітичними показниками, викладеними в дисертаційній роботі. Розміри мікропалі обрані з рекомендацій джерела та польових випробувань на території Дніпропетровської області і складають: довжина – 6,0 м, діаметр – 0,5 м.

Було заплановано та виконано дослідження чотирьох типів скінченно-елементних моделей, які базувалися на просторовому прототипі: Варіант 0 – модель без мікропалі (непідсилена ґрунтова основа); Варіант 1 – модель з поодинокую мікропалею (рис. 3.1); Варіант 2 – модель з двома мікропаллями, відстань між якими складала 1,5 м, тобто  $3d$  мікропалі; Варіант 3 – модель з двома мікропаллями, відстань між якими складала 3,0 м, тобто  $6d$  мікропалі. Всі задачі, вирішені за допомогою побудованих моделей, є задачами великої розмірності (більше 150 тис. ступенів волі, табл. 3.2).

Таблиця 3.2 – Характеристики скінченно-елементних моделей

Скінченно-елементна модель	Кількість вузлів, тис.	Кількість скінченних елементів, тис.	Кількість ступенів волі, тис.
Варіант 0 (1)	60,3	57,3	180,0
Варіант 2	89,5	86,0	268,3
Варіант 3	118,6	114,5	355,6

У згаданих вище моделях застосовані скінченні елементи бібліотеки SCAD, а саме призми та тетраедри (не більше 7 % від кількості скінченних елементів розроблених моделей). Розміри скінченних елементів в плані є такими: паля –  $0,05 \dots 0,12 \times 0,05 \dots 0,1$  м; фундамент –  $0,1 \times 0,1$  м; зона ґрунтової основи –  $0,2 \times 0,2$  м. Висота всіх скінченних елементів – 0,2 м. Наведені розміри та кількість скінченних елементів свідчить про високий ступінь дискретизації

розрахункової області, яка мала розміри для всіх варіантів: довжина (по осі  $y$  комплексу SCAD) – 6,4 м; висота (по осі  $z$  комплексу SCAD) – 9,6 м (9,0 м – ґрунтова основа, 0,6 м – фундамент (див. рис. 3.1, а)). Ширина скінченно-елементних моделей є змінною (по осі  $y$  комплексу SCAD) – 4,0 м (Варіант 0 і 1); 6,0 м (Варіант 2); 8,0 м (Варіант 3). Характер розвитку вертикальних деформацій і напружень (по осі  $z$  комплексу SCAD), що проаналізовані нижче, а саме відсутність візуальних артефактів (перелами ізоліній, різки стрибки значень, згини ізополів, що нехарактерні класичній картині формування напружень та деформування плит на пружній основі тощо) також свідчить, що розміри розрахункової області та розміри скінченних елементів обрано вірно у відповідності до вирішуваної задачі.

Деформаційні характеристики, що надані скінченно-елементним моделям, наступні. Ґрунт основи (суглинок м'якопластичний): модуль пружності  $E=20$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,3$ , щільність  $\rho=2,0$  т/м<sup>3</sup>; фундамент (залізобетон): модуль пружності  $E=3,25 \cdot 10^4$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,2$ , щільність  $\rho=2,45$  т/м<sup>3</sup>; ґрунтоцемент: модуль пружності  $E=375$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,3$ , щільність  $\rho=1,36$  т/м<sup>3</sup>; ґрунтоцемент армований: модуль пружності  $E=750$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,3$ , щільність  $\rho=1,6$  т/м<sup>3</sup>; залізобетон (армована буронабивна мікропаля): модуль пружності  $E=3,85 \cdot 10^4$  МПа, коефіцієнт Пуассона  $\mu=0,2$ , щільність  $\rho=2,45$  т/м<sup>3</sup>.

Граничні умови, що прикладені до всіх варіантів скінченно-елементних моделей: верх вільний від граничних умов; нижня площина має заборону за всіма трьома осями  $x=y=z=0$ ; ґрунтова основа по торцях має можливість переміщення по висоті при забороні інших переміщень  $x=y=0$ ; ґрунтова основа та торці фундаменту по короткій стороні мають можливість переміщення по висоті при забороні переміщення вздовж ( $x=0$ , умова плоскої деформації). В якості розподіленого по верхній грані фундаменту навантаження було прийнято значення 316,83 кН/м, яке відповідало аналітичним побудовам п. 2.1 цієї дисертаційної роботи і дозволяло порівняння отриманих вертикальних переміщень і напружень.

### 3.3 Параметричний аналіз системи під час зміни її деформаційних характеристик

Переходячи до параметричного аналізу вертикальних переміщень, наведемо картину ізоліній та ізополів (рис. 3.2 і 3.3).

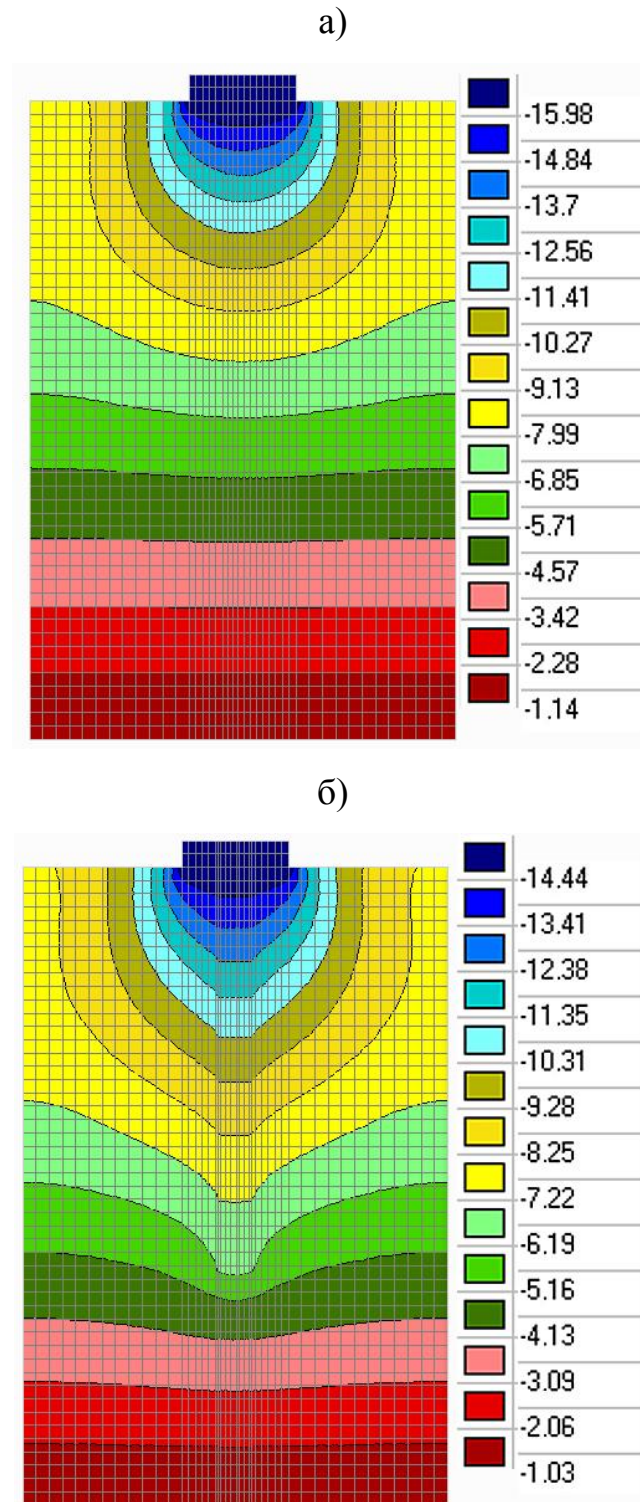


Рисунок 3.2 – Ізолінії та ізополі вертикальних переміщень  $s$  (мм)

Варіанту 0 (а) і Варіанту 1 (грунтоцемент) (б)

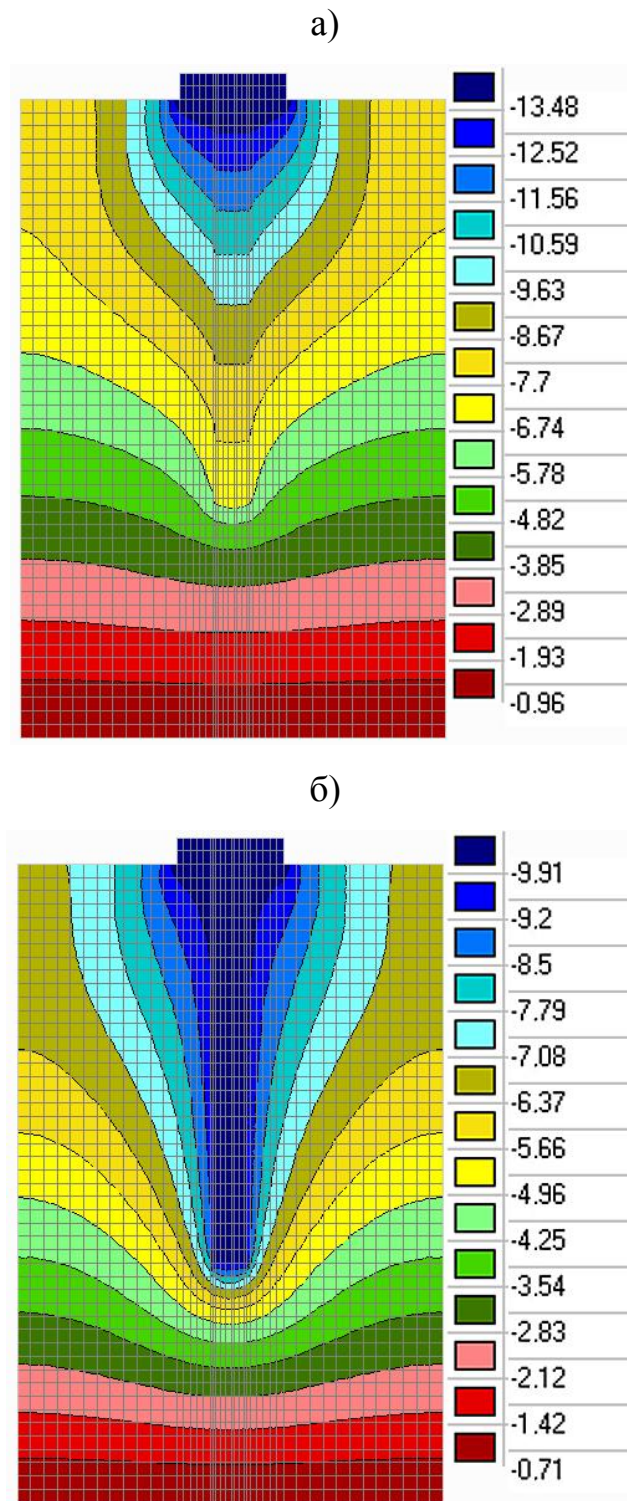


Рисунок 3.3 – Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $s$  (мм) Варіанту 1:  
армований ґрунтоцемент (а), армована буронабивна мікропаля (б)

Слід відмітити, що всі досліджені скінченно-елементні моделі дозволили вирішити поставлені задачі. Порівняльний аналіз Варіантів 0 і 1 надав

можливості визначити вплив мікропалі, а саме її здатність зменшувати значення напружено-деформованого стану. Порівняльний аналіз Варіанту 1 з Варіантами 2 і 3 дозволив виявити вплив відстані між елементами підсилення. Варіація властивостей мікропаль (грунтоцемент, армований грунтоцемент, залізобетон) дозволила віднайти особливості напружено-деформованого стану під час зміни деформаційних характеристик. Таким чином, на основі 12 скінченно-елементних моделей був проведений параметричний аналіз напружено-деформованого стану. Його результати, заради економії місця дисертаційної роботи, нижче приводяться в зменшеному обсязі, однак найхарактерніші моменти деформування і перенапруження надані обов'язково.

Переріз на рис. 3.2 і 3.3 надано по осі поперек фундаменту (ось у комплексу SCAD). Картина розподілу ізоліній та ізополів характерна для системи вдавлювання жорсткої плити в ґрунтову основу, що має малий модуль пружності-деформації. Під фундаментом сформоване «ядро» вертикальних деформацій з максимальним значенням 15,98 мм та характерним значенням 5 мм, що залягає на глибині 5,0...5,2 м. Ці три показники є еталонними для подальшого порівняння із варіантами підсилення. Цей чисельний аналіз можна також вважати тестовим, оскільки максимальне значення вертикального переміщення порівняне з отриманим аналітичним шляхом, що дорівнює  $s=16,0$  мм (див. табл. 2.6). Воно обчислено за формулою (2.5), наведеною вище. Похибка між чисельним та аналітичним рішенням складає 0,13 %, що свідчить про високу адекватність скінченно-елементних моделей теоретичним основам механіки ґрунтів.

Першим висновком в ході параметричного аналізу є той, що впливає з порівняння Варіанту 0 та Варіанту 1, тобто деформування фундаменту з непідсиленою ґрунтовою основою та підсиленням мікропаллями (рис. 3.2 і 3.3). Якісний аналіз ізоліній та ізополів вертикальних переміщень свідчить про значний вплив вертикального елемента, що виражається у руйнуванні «ядра» під фундаментом і сприйнятті деформацій в тіло мікропалі. Явний перехід жорсткостей, тобто відношення модуля пружності-деформації ґрунту та

матеріалу мікропалі, формує картину переміщень навколо неї. Причому, збільшення модулю матеріалу елемента підсилення призводить до «розмазування» вертикальних переміщень, що чітко видно з картини деформування (рис. 3.3, б). Буронабивна армована мікропаля, модуль пружності якої навіть дещо вище, ніж у фундаменту, принципово інакше формує деформований стан, ніж мікропалі з ґрунтоцементу. Це пояснюється тим, що, на відміну від мікропалей, створених на основі бурозміщувальної технології, буронабивні або забивні палі працюють сумісно із фундаментом, передаючи його деформації на ґрунтову основу по всій її висоті. У елементах з ґрунтоцементу розподіл вертикальних переміщень є рівномірним по всій висоті мікропалі (рис. 3.2 і 3.3), а буронабивна армована паля, як і позначено в класичних працях з механіки ґрунтів, більшою мірою спирається на вістря. Складається наступна картина деформування: фундамент разом із буронабивною палею має однакове переміщення, що характеризує конструкцію як суцільну (рис. 3.3, б).

Кількісний аналіз свідчить про позитивний вплив вертикальних елементів на відповідну компоненту переміщень. Проте рівень цього впливу є різним для Варіанту 1: мікропаля з ґрунтоцементу зменшує вертикальні переміщення фундаменту на 9,65 %, з армованого ґрунтоцементу – на 15,7 %, армована буронабивна мікропаля – на 37,9 %. При цьому ізолінія характерного значення 5 мм змінює своє положення: для мікропалі з ґрунтоцементу вона залягає на глибині 4,8...4,9 м, з армованого ґрунтоцементу – 4,5...4,6 м, для армованої буронабивної мікропалі – 4,0...4,1 м. Ці результати свідчать про те, що при зростанні модуля пружності матеріалу мікропалі зона деформування по глибині зменшується, дещо зростаючи навколо палі. Таким чином, введення в ґрунтову основу елемента підсилення перерозподіляє вертикальні переміщення у певному об'ємі ґрунту навколо палі, формуючи нове «ядро» вертикальних деформацій.

Параметричний аналіз системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями» під час зміни її деформаційних характеристик вже на цьому етапі

досліджень доводить те, що ставитися до елементів, створених на основі бурозмішувальної технології, як до буронабивних або забивних паль є хибним методологічним кроком. Аналіз вертикальних напружень, картина ізоліній та ізополів (рис. 3.4 і 3.5) яких проаналізовано, свідчить про те ж саме.

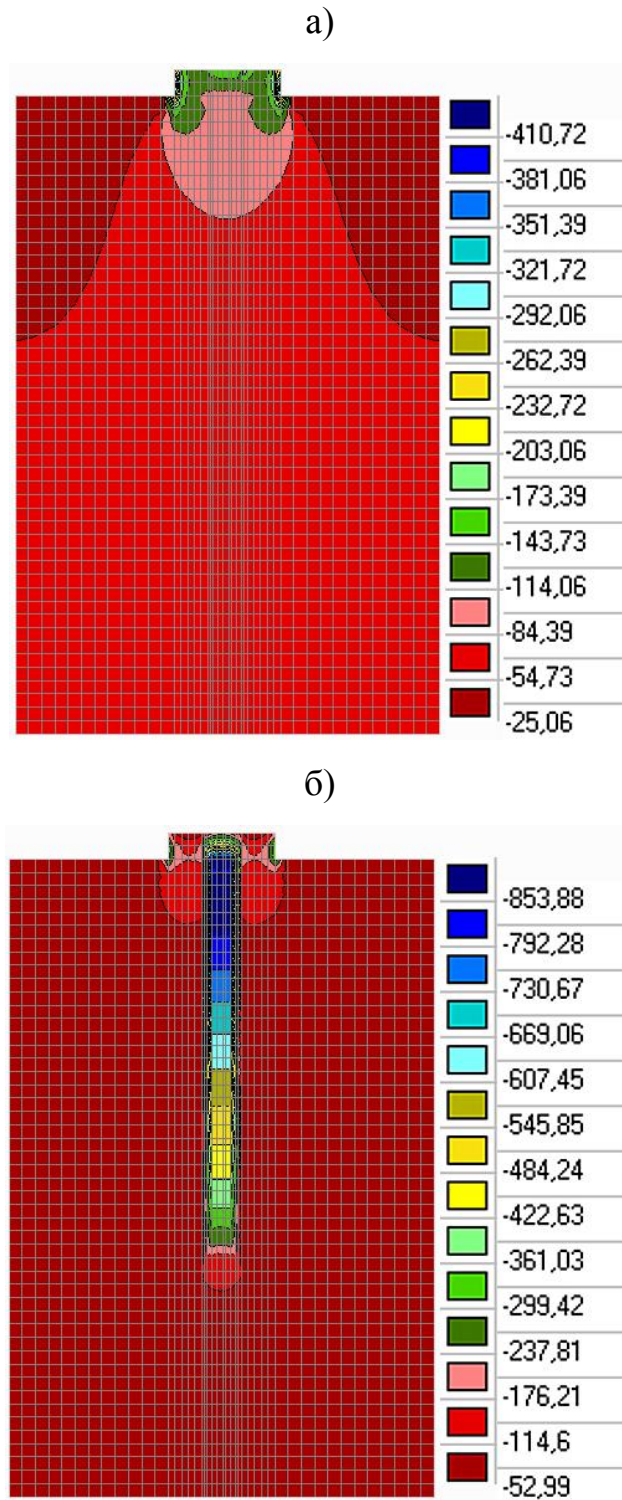


Рисунок 3.4 – Ізолінії та ізополя вертикальних напружень ( $\text{kN/m}^2$ )

Варіанту 0 (а) і Варіанту 1 (грунтоцемент) (б)

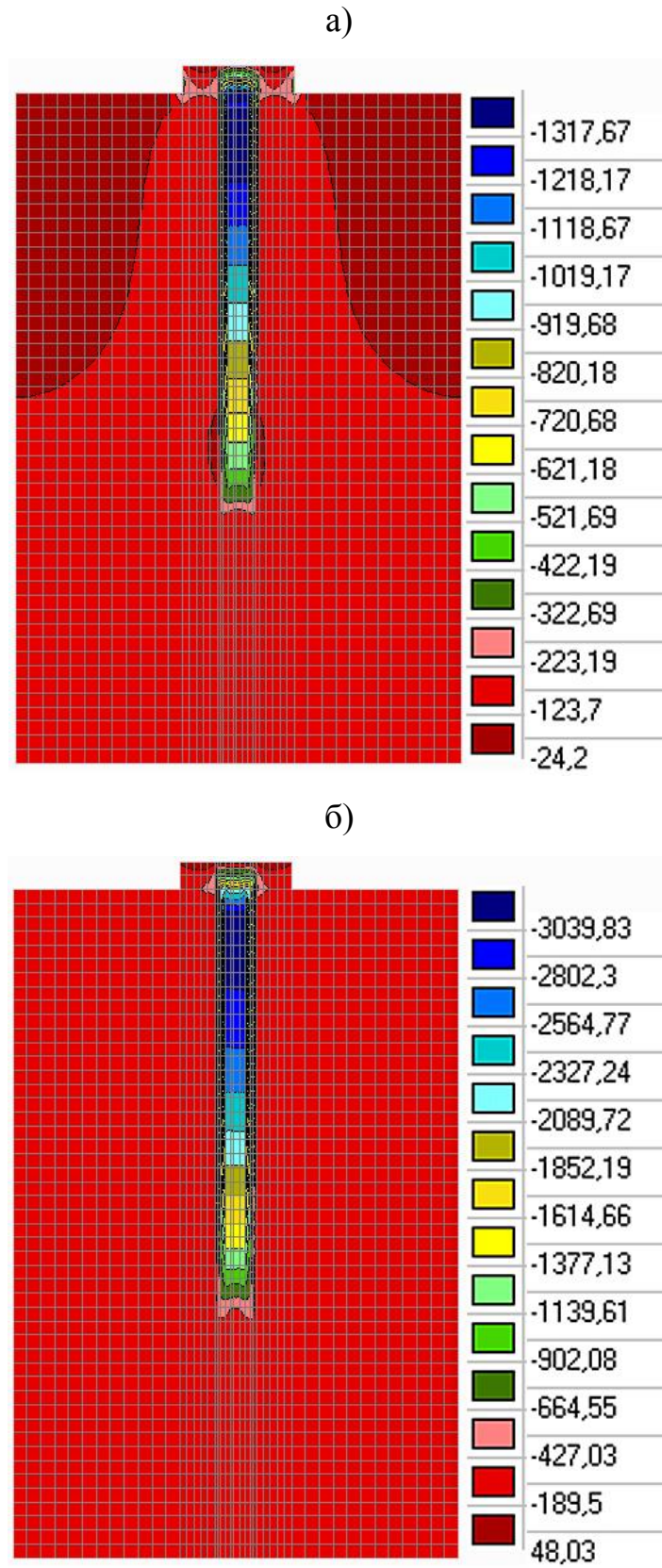


Рисунок 3.5 – Ізолінії та ізополя вертикальних напружень (кН/м<sup>2</sup>)  
 Варіанту 1: армований ґрунтоцемент (а), армована буронабивна мікропаля (б)

Розподіл вертикальних напружень у випадку непідсиленої мікропалею ґрунтової основи (рис. 3.4, а) демонструє формування напруженого стану, близьке до класичного, проілюстрованого в фундаментальних працях з механіки ґрунтів. Про це свідчить формування «ядра» вертикальних напружень під фундаментом, а також зон перенапруження на його нижній межі в кутах (так звані «області Пузиревського»). Саме такий розподіл доводить той факт, що фундамент, який запроєктовано та досліджено в п. 2.1, та, враховуючи формулу (2.5), слід вважати жорстким. Саме такий тип фундаменту максимально повно відтворює взаємодію з ґрунтовою основою, що має невеликі деформаційні характеристики (модуль пружності  $E \leq 30$  МПа).

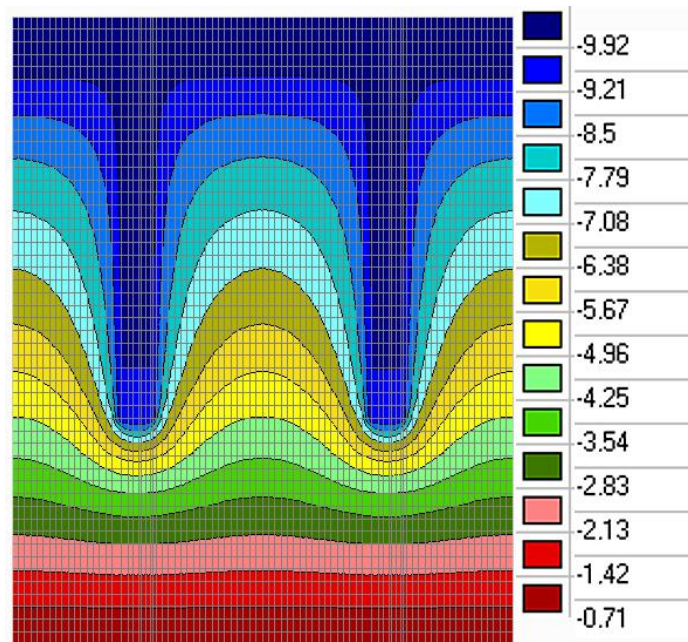
Поява в ґрунтовій основі мікропалі (рис. 3.4, б) та подальше збільшення її модулю пружності (рис. 3.5) яскраво демонструє те, що занурення в ґрунтову основу вертикального елемента підсилення кардинальним чином перетворює досить однорідний напружений стан на неоднорідний. Це пояснюється тим, що вертикальні напруження, викликані тиском на фундамент, сприймаються вже не самим ґрунтом основи, а більшою мірою формуються в тілі мікропалі. При цьому зони перенапруження в кутах фундаменту зменшуються майже в 2 рази (рис. 3.4, а і б), що характеризує позитивний вплив застосування мікропалі.

Разом із тим, рівень вертикальних напружень в розглянутих варіантах зростає, що пояснюється збільшенням саме деформаційних характеристик мікропалі. Чим більше зростає модуль пружності матеріалу мікропалі, тим більше рівень вертикальної компоненти напруженого стану (для непідсиленої основи максимальне вертикальне напруження складає 0,41 МПа (напруження стиску)): для мікропалі з ґрунтоцементу вона до дорівнює 0,85 МПа, з армованого ґрунтоцементу – 1,31 МПа, для армованої буронабивної мікропалі – 3,04 МПа. Ситуація збільшення вертикальних напружень є очікуваною, а значення компоненти 0,85...3,0 МПа є такими, що не призводять матеріал мікропалі до руйнування навіть в локальних областях, оскільки міцність неармованого ґрунтоцементу знаходиться в діапазоні 7...11 МПа.

### 3.4 Параметричний аналіз з варіацією відстані між елементами підсилення

На відміну від результатів аналізу, проведеного в п. 3.3, для більшої репрезентативності результати деформованого стану надані вздовж фундаменту (ось  $x$  комплексу SCAD) (рис. 3.6 і 3.7).

а)



б)

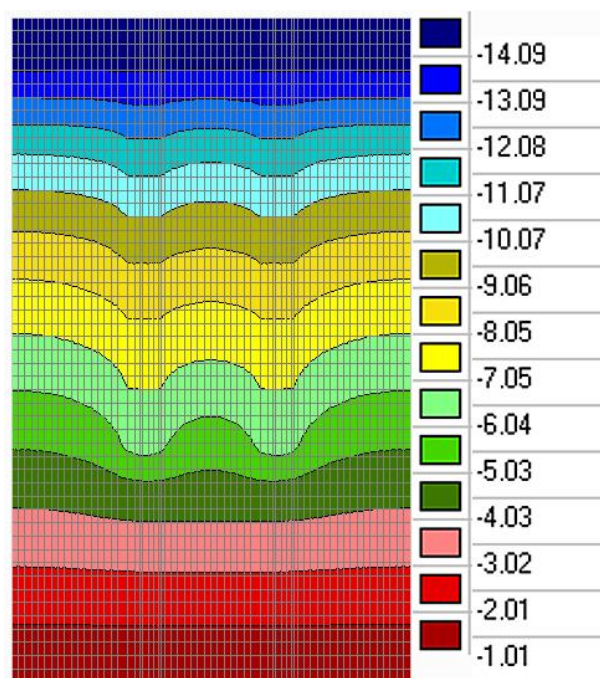


Рисунок 3.6 – Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $s$  (мм) Варіанту 3, армована буронабивна мікропаля (а) і Варіанту 2 (грунтоцемент) (б)

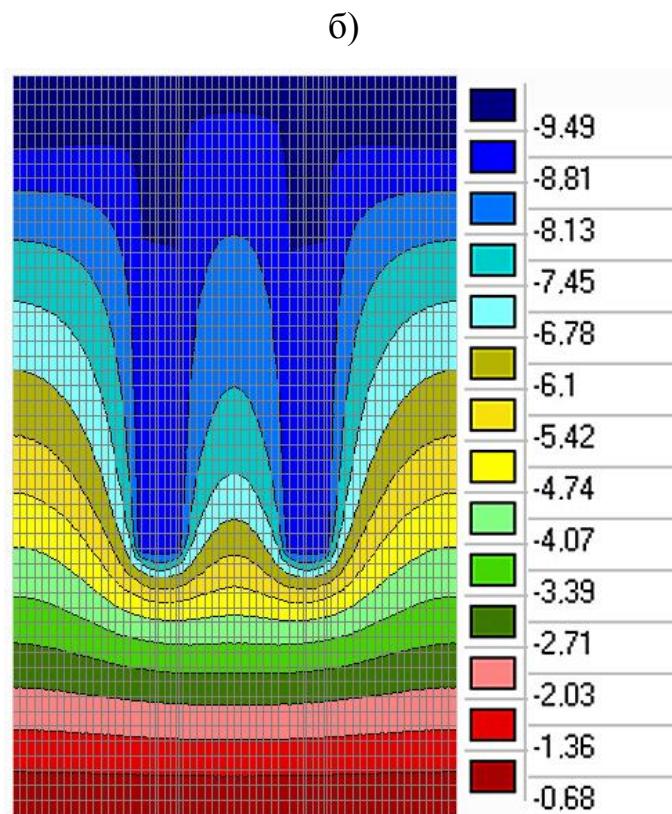
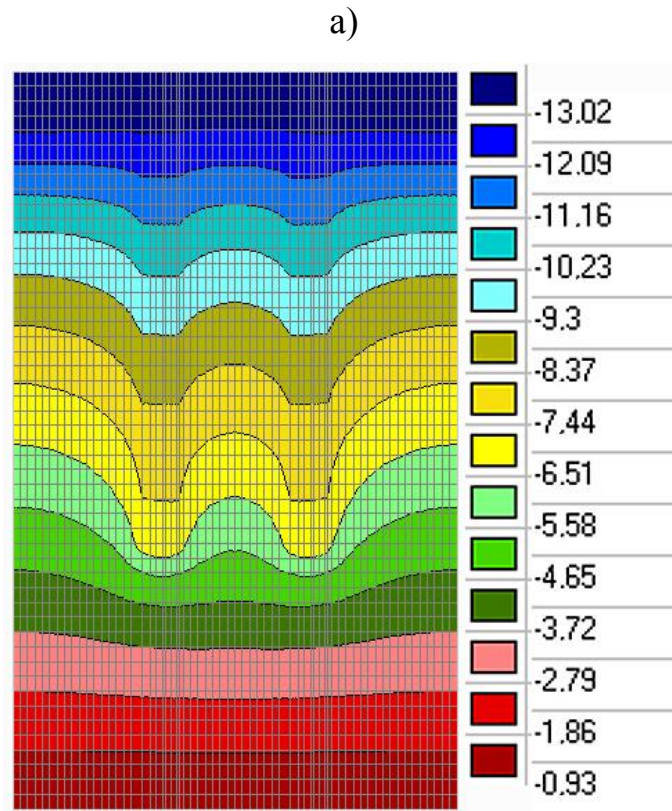


Рисунок 3.7 – Ізолінії та ізополя вертикальних переміщень  $s$  (мм)  
 Варіанту 2: армований ґрунтоцемент (а), армована буронабивна мікропаля (б)

Слід підкреслити, що, заради економії місця дисертаційної роботи, напружено-деформований стан Варіанту 2 для ґрунтоцементу й армованого ґрунтоцементу з відстанню між палями 3,0 м ( $6d$  мікропалі) не наводився по причині того, що він і якісно, і кількісно співпадає з напружено-деформованим станом поодинокі палі (див. рис. 3.2, б і 3.3, а і б). Це остаточно доводить, що верхня межа відстані між палями ( $6d$  мікропалі), що створюються на основі бурозмішувальної технології, не відповідає розумінню взаємодії, що регламентується. При цьому аналіз Варіанту 3 для армованої буронабивної мікропалі (рис. 3.7, б) також свідчить, що відстань  $6d$  є граничною. Це обґрунтовується тим, що характер ізоляцій та ізополів цього випадку досить близький до поодинокі палі (див. рис. 3.3, б), проте відмічається їхнє поєднання в обсязі між палями. Про те, що  $6d$  мікропалі є граничною межею для забивних або буронабивних паль, свідчить також і кількісні значення, що доволі близькі випадку поодинокі палі. Таким чином, проведений параметричний аналіз на основі методу скінченних елементів довів, що для таких вертикальних елементів підсилення нормативна верхня межа ( $6d$  палі або мікропалі) є коректною. Проте для елементів підсилення, що створені на основі бурозмішувальної технології, навіть у випадку армування (Варіант 2, армований ґрунтоцемент), застосування цього параметру не є коректним, оскільки він не відображає реальну картину деформування системи, в якій деформаційна здатність елемента підсилення є порівняно невеликою на відміну від модуля пружності-деформації ґрунтової основи.

Аналіз деформованого стану відтворенням нижньої межі відстані ( $3d$  мікропалі) доводить те, що для всіх трьох типів підсилення цей параметр можна вважати коректним для висновку про взаємодію елементів підсилення. Порівняльний аналіз випадків армованої буронабивної палі  $6d$  (рис. 3.2, а) і  $3d$  (рис. 3.7, б) потребує підкреслити, що і регламентована документом (ДБН В.2.1-10:2018, 2018) нижня межа у  $3d$  елементу підсилення є чітко визначеною.

Якісний аналіз цих двох відстаней показує, що у випадку  $3d$  (рис. 3.7, б) взаємодія однозначна і безсумнівна, що доводиться характером ізоляцій та

ізополів в обсязі між палями. Ізолінії та ізополя явно видовжені на відміну від поодинокі палі, що свідчить про вплив відношення деформаційної характеристики елемента підсилення. Зниження відстані між армованими буронабивними мікропалями з  $6d$  до  $3d$  призводить до того, що система «грунтова основа, підсилена мікропалями» формує єдиний деформаційний стан. До речі, в цьому випадку застосування першого підходу, що базується на використанні усередненого або зваженого модуля пружності (див. формулу (3.1)) є доволі коректним для оперативного визначення максимальних деформацій фундаменту. Цей методологічний хід виключно для цього випадку є робочим ще й тому, що він знаходиться в концептуальному полі нормативного документу (ДБН В.2.1-10:2018, 2018) і дозволяє розглядати таку систему як умовно суцільний фундамент.

Кількісний аналіз цих двох відстаней (рис. 3.6, а і 3.7, б) також доводить те, що зменшення до  $3d$  формує взаємодію між фундаментом, армованими буронабивними мікропалями та грунтовою основою. Так, значення вертикальних переміщень у випадку відстані в  $3d$  мікропалі на відміну від  $6d$  зменшується в 4,3...11,1 %. Якщо порівнювати ці показники з Варіантом 0 (непідсилена основа) (рис. 3.2, а), то застосування таких мікропаль зменшує вертикальні переміщення в 40,6...42,0 %.

Порівняльний аналіз Варіанту 2 для випадку ґрунтоцементу і армованого ґрунтоцементу (рис. 3.6, б і 3.7, а) також надає змогу свідчити, що взаємодія між елементами підсилення також виникає, хоча і не є такою явною, як у випадку Варіанту 2 з армованою буронабивною мікропалею. Якісний аналіз дає змогу зробити висновок, що сформовані ізолінії та ізополя вертикальних переміщень не співпадають з випадком поодинокі палі (рис. 3.2, б, 3.3). Відмічається явне заокруглення ізополів та їхнє пересунення по вертикальній осі до нижньої грані фундаменту. Ці факти свідчать про те, що для Варіантів 1 і 2 при відстані між елементами підсилення в  $3d$  формується їхня взаємодія. Також можна свідчити, що ця межа для елементів, що створені на основі бурозмішувальної технології є верхньою. Збільшення відстані між такими

елементами, навіть армованими, призводить їхній стан деформування, що відповідає поодинокій палі.

Кількісний аналіз вказаних варіантів підсилення ґрунтової основи також доводить висновок про те, що відстань в  $3d$  мікропаль, що створюються на основі бурозмішувальної технології, є верхньою межею відстані, на якій формується взаємодія між елементами підсилення. Так, значення вертикальних переміщень підсилення мікропалею з ґрунтоцементу у випадку відстані в  $3d$  на відміну від  $6d$  зменшується в 2,4...4,6 %, а мікропалею з армованого ґрунтоцементу – в 3,4...9,1 %. Якщо порівнювати ці показники з Варіантом 0 (непідсилена основа) (рис. 3.2, а), то застосування таких мікропаль зменшує вертикальні переміщення в 11,7...11,9 % (мікропаля з ґрунтоцементу) і в 18,1...18,5 % (мікропаля з армованого ґрунтоцементу).

Таким чином, зменшення відстані між мікропалями, що створюються на основі бурозмішувальної технології, зменшує вертикальні переміщення на 2...3 %. Тобто, неможливо, базуючись на нормативних вказівках (ДБН В.2.1-10:2018, 2018), що розроблені для забивних або буронабивних палей, намагатися ефективно зменшити вертикальні переміщення шляхом зближення мікропаль. Отримані результати доводять, що мікропалі, що створюються на основі буроін'єкційної й бурозмішувальної технологій, по причині своєї деформаційної властивості взаємодіють з ґрунтовою основою по-іншому, ніж забивні або буронабивні палі. Проведені дослідження можуть стати основою для створення узагальненої теорії деформування системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями, створеними на основі бурозмішувальної технології» як середовища, що має незначні зміни деформаційних характеристик.

Проаналізовані результати деформування скінченно-елементних моделей та висновки, зроблені на їхній основі, підсилюються також аналізом напруженого стану, а саме вертикальних напружень (рис. 3.8 і 3.9), причому, на відміну від рис. 3.6, для порівняння з варіантами підсилення, наведений напружений стан Варіанту 0 (рис. 3.8, а), тобто характерні вертикальні напруження лише фундаменту та ґрунтової основи.

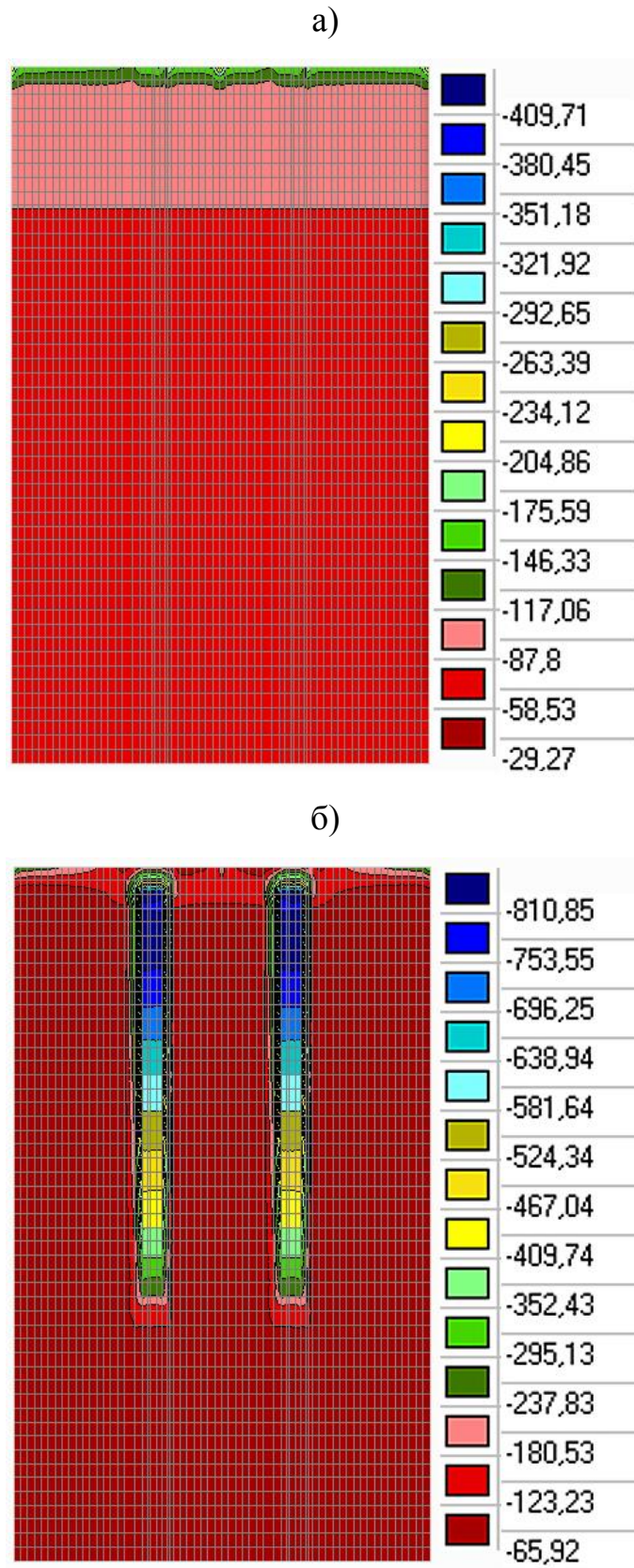


Рисунок 3.8 – Ізолінії та ізополя вертикальних напружень ( $\text{кН/м}^2$ )  
Варіанту 0 (а) і Варіанту 2 (грунтоцемент) (б)

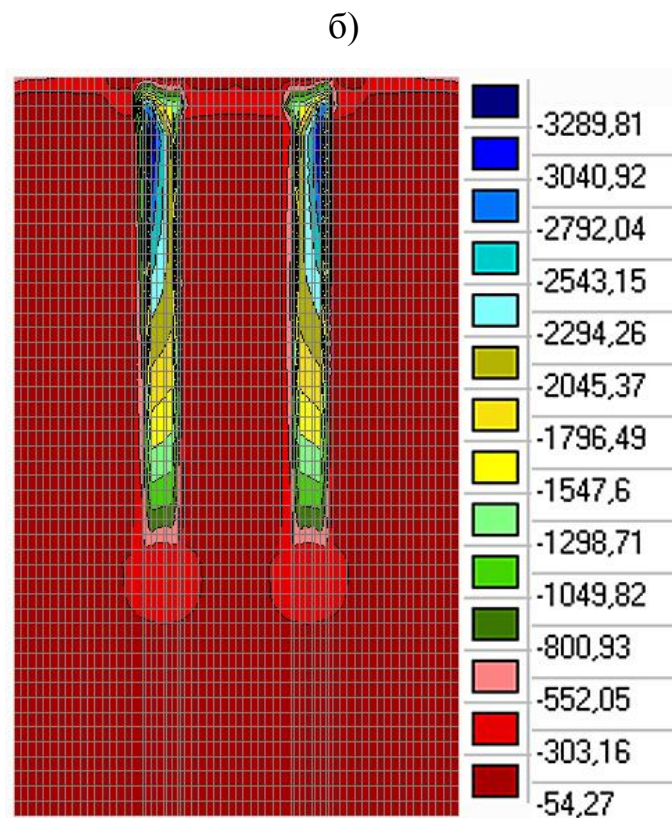
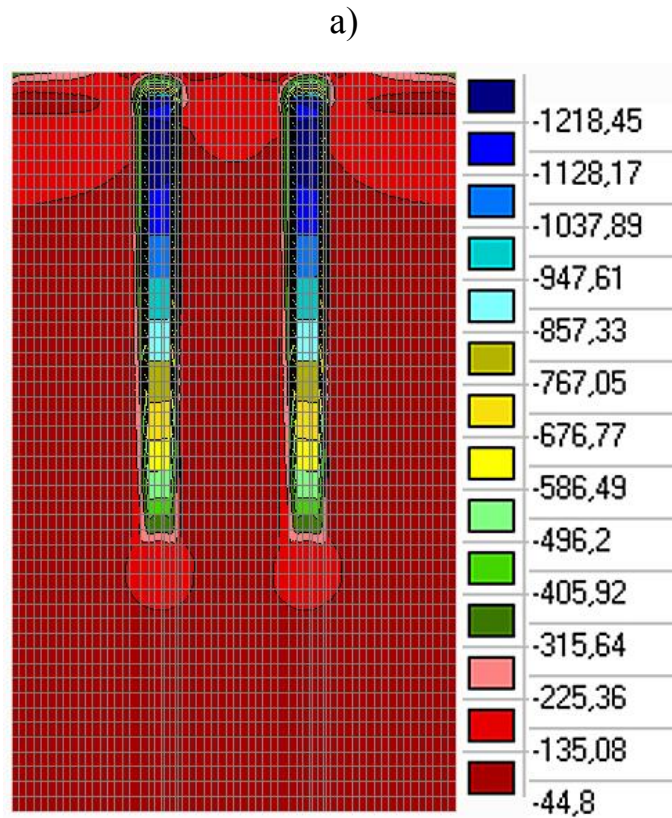


Рисунок 3.9 – Ізолінії та ізополя вертикальних напружень ( $\text{kN/m}^2$ )  
 Варіанту 2: армований ґрунтоцемент (а), армована буронабивна мікропаля (б)

Проведений вище аналіз для випадку поодинокі мікропалі (рис. 3.4. і 3.5) підтверджується і розрахунком скінченно-елементних моделей, в яких відображено дві мікропалі. Величини вертикальних напружень (рис. 3.8 і 3.9) дещо збільшені, що пояснюється появою взаємодії між мікропалями, причому, як вже було доведено під час деформованого стану, лише для випадків армованого ґрунтоцементу та армованої буронабивної мікропалі взаємодія між елементами підсилення може вважатися явною і чіткою.

Збільшення модулю пружності мікропалі ілюструє уявлення її роботи, що наведене в класичних наукових роботах та підручниках, а також нормативних документах, а саме виникнення зони під вістрям мікропалі. Ізолінії та ізополя вертикальних напружень (рис. 3.8, б і 3.9) демонструють збільшення по площі та за значенням стиску під вістрям палі. Для мікропалі з ґрунтоцементу це значення дорівнює 0,12 МПа (зона стиску під вістрям цього варіанту є нерозвинutoю), з армованого ґрунтоцементу – 0,23 МПа, для армованої буронабивної мікропалі – 0,55 МПа. Це ще раз доводить, що слід коригувати відношення до мікропалі з ґрунтоцементу як до елемента підсилення, що не взаємодіє з ґрунтовою основою, як мікропаля з армованого ґрунтоцементу або армована буронабивна.

Таким чином, проведений аналіз напружено-деформованого стану взаємодії фундаменту цивільної споруди з підсиленою та непідсиленою основами, виконаний за допомогою скінченно-елементних моделей, доводить, що під час розрахунку не можна спиратися на нормативні документи, які базуються на розумінні мікропаль як буронабивних або забивних. Проведений аналіз, хоча і є завершеним та таким, що вирішує поставлену в дисертації задачу, може бути продовжений для того, щоб внести коригування в існуючі нормативні документи або бути підґрунтям для створення нових.

На останок слід прояснити один важливий момент, який витікає з порівняльного аналізу матеріалів підсилення (ґрунтоцемент, армований ґрунтоцемент, армована буронабивна мікропаля), але може бути невірно розтлумачений. Отримані показники зниження вертикальних переміщень навіть

для випадку поодиноких паль свідчать, що застосування армованої буронабивної мікропалі є ефективнішим в 2,4...3,9 рази (37,9 % зниження вертикальних переміщень), ніж мікропалі з ґрунтоцементу (9,65 % зниження) або армованого ґрунтоцементу (15,7 %). Це може привести до хибного висновку, що застосування паль на основі бурозмішувальної технології не є ефективним.

Слід коригувати такий висновок шляхом аналізу технологічної та фінансової складових виконання підсилення: реалізація підсилення на основі бурозмішувальної технології на відміну від буронабивної є простішою, оскільки не потребує додаткових засобів, наприклад, використання обсадної труби під час буріння. Найважливішим аргументом є грошові витрати, оскільки на 1 м вертикального елемента з ґрунтоцементу, навіть в армованому варіанті, витрачається в 2...2,5 рази менше грошей, ніж для буронабивної мікропалі (якщо обсадна труба залишається в свердловині, то вартість збільшується до 3,0 разів). При цьому, якщо вірно підібрана рецептура ґрунтоцементу (зменшений обсяг цементу, виконана заміна піску на «хвостки» тощо), то створення елементів підсилення на основі бурозмішувальної технології ще дешевшає. Звичайно, що економічні питання потребують додаткового дослідження і не можуть бути детально викладені в рамках цієї дисертаційної роботи. Проте, навіть на основі результатів параметричного аналізу, можна задати рівень зменшення вертикальних деформацій слабкої ґрунтової основи, що складає 10...15 %, і успішно його дістатися, застосувавши мікропалі, що створені на основі бурозмішувальної технології.

## **4 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МІЦНОСТІ ТА СТІЙКОСТІ ОСНОВИ, ПІДСИЛЕНОЇ МІКРОПАЛЯМИ**

### **4.1 Методика експериментальних досліджень міцності та стійкості основи в плоскому лотку**

В якості експериментальних досліджень міцності та стійкості ґрунтових основ під час їхньої взаємодії з фундаментом широко застосовують метод моделювання (Wang, Han, & Jang, 2019; Vynnykov, & Razdui, 2021; Петренко, Андреев, & Харченко, 2022). Моделі системи «фундамент – основа» створюють зі штучних матеріалів, еквівалентних за своїми деформаційними властивостями і властивостями міцності до натурних, враховуючи прийнятий масштаб моделювання. Сьогодні цей метод широко використовують під назвою методу еквівалентних матеріалів. Його використання науково-дослідними та академічними інститутами, а також лабораторіями вищих закладів освіти показало, що він дає змогу розв'язувати певне коло завдань, що пов'язані із взаємодією фундаментів з ґрунтовою основою. Методика і результати, що наведені нижче, були викладені в роботі (Харченко, & Андреев, 2024).

Сутність методу еквівалентних матеріалів полягає в тому, що на фізичних моделях в плоскому або просторовому лотках з відомими допущеннями та при дотриманні певних умов досліджуються фізичні процеси і результати цих досліджень переносяться на натуру або порівнюються з результатами натурних чи аналітичних досліджень. В основі методу лежить теорія механічної подібності Ньютона, яка передбачає геометричну, кінематичну та динамічну подібність, тобто загальна механічна подібність визначається завданням перехідних множників від моделі до натурі (масштабів моделювання) для розмірів, часу і маси.

Одним із найпоширеніших методів моделювання об'єктів, що взаємодіють з ґрунтовою основою, є проведення випробувань в плоскому або просторовому лотках. Користуючись цим методом можна вносити суттєві доповнення до розрахунків, а у багатьох випадках отримувати точніші

результати, іноді цей метод дає змогу розв'язувати складні задачі взаємодії фундаментів з ґрунтовою основою. Під час моделювання за допомогою лотків зазвичай використовують матеріал природи або підготовлений натурний ґрунт, який можна вкладати в лоток пошарово і утрамбовувати.

Під час проведення експериментальних досліджень в рамках дисертаційної роботи було прийнято такі положення моделювання. По-перше, було визначено масштаб моделювання  $n$  з урахуванням геометричної подібності для фундаменту та ґрунтової основи. Він дорівнює  $n=10$ , тобто розміри фундаменту було зменшено у 10 разів. Для експериментальних досліджень міцності та стійкості основи в плоскому лотку прийнято фундамент на 1 пог. метр та шириною 1,6 м (вісь Б), який було розраховано в п. 2.1. Відповідно, замість нього застосовувався металевий жорсткий штамп шириною 0,16 м і довжиною 0,1 м.

По-друге, кінематична подібність у розрахунок не бралася, оскільки модель навантажувалася статичним навантаженням протягом короткого (до 10 хвилин) періоду часу. Такий час випробування, що потребував активного зняття відліків індикаторів часового типу, заплановано таким коротким ще й з умови того, щоб виключити з випробування ефекти, пов'язані з в'язким компонентом деформування. Відповідно, будь-який вплив повзучості або вторинної консолідації, які виникають під час тривалих досліджень, з проведених автором експериментів повністю виключено.

По-третє, під час проведення експериментів не було необхідності дотримання умов динамічної подібності через відсутність зміни навантаження за періодичним законом або у вигляді імпульсу або удару.

Водночас було прийнято положення про те, що силова подібність під час навантаження моделі статичним навантаженням була дотримана до реальної ситуації цивільної будівлі (житловий чотирьохповерховий будинок по вул. Криворізьке шосе, 2, м. Дніпро, що розглядався в Розділі 2), оскільки навантаження на штамп, що моделював фундамент, складало 3,17 кН/м. Тобто, до навантаження також додано масштаб моделювання  $n=100$ , і воно зменшене в

100 разів. Таким чином, максимальна величина напружень під штампом складала 0,198 (0,2) МПа.

Для повного опису поведінки фундаменту цивільної будівлі під час впливу на нього навантаження необхідно враховувати численні параметри: конструкцію фундаменту, можливість підсилення ґрунтової основи мікропаллями, деформаційні властивості матеріалів, характеристики ґрунтової основи тощо. Відповідно, що критеріїв подібності, які можуть бути складені з цих параметрів, досить багато. Тому, як правило, під час переходу до моделей не представляється можливим зберегти числові значення всіх критеріїв подібності, однак, правильне уявлення про роботу фундаменту і ґрунтової основи можна отримати, також і в тих випадках, коли задовольняється тільки частина критеріїв подібності.

Метою експериментів було з'ясування впливу армування ґрунтової основи мікропалею. Модель ґрунтової основи виготовляли з однорідного ґрунту (зволожений суглинок) шляхом його пошарового ущільнення. Висота ґрунтової моделі в масштабі 1:10 становила 200 мм.

Експериментальні дослідження проводилися в плоскому лотку конструкції Галузевої науково-дослідної лабораторії механіки ґрунтів Українського державного університету науки і технологій (рис. 4.1). Висота лотка становить 220 мм, розміри в плані – 680×120 мм. Передня стінка лотка представляє собою прозоре органічне скло для спостережень за розвитком деформацій та можливістю їхньої фотографічної фіксації. В процесі завантаження моделей контролювався рівень абсолютних переміщень за допомогою індикаторів часового типу виробництва Німеччини (рис. 4.2).

Для забезпечення чітко вертикальної передачі навантаження в центрі моделі встановлено металеву кульку діаметром 8 мм. Вертикальне навантаження на штамп створювалося за допомогою лабораторних мас (4 кг), при цьому навантаження передавалося за допомогою важільної системи з плечем 1:10 через жорсткий металевий штамп площею 0,016 м<sup>2</sup> (160,0 см<sup>2</sup>). Приріст вертикального навантаження на штамп становив від 40 до 80 Н (з

урахуванням плеча відповідно від 400 до 800 Н), при цьому величина напружень під штампом змінювалася від 0,025 МПа до 0,05 МПа.



Рисунок 4.1 – Загальний вигляд пристрою для проведення експерименту

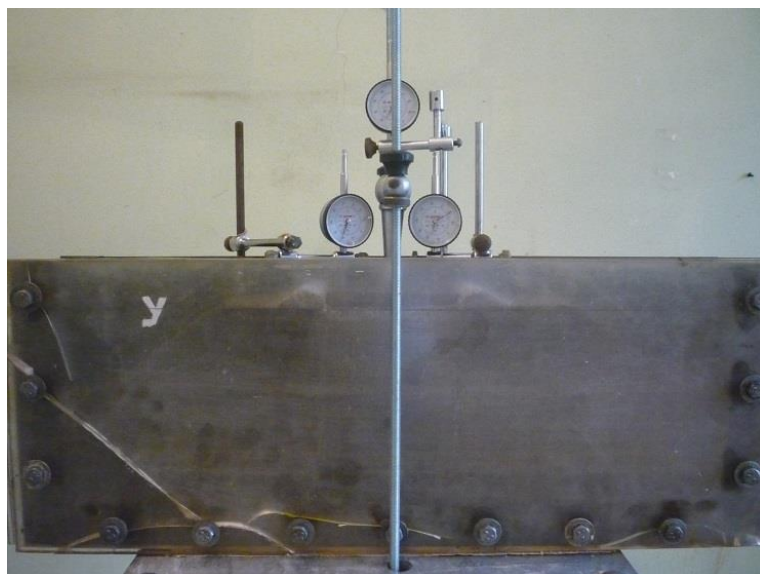


Рисунок 4.2 – Конструкція плоского лотка з моделлю та вимірювальними пристроями

Осідання штампа вимірювали трьома індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Індикатори на штампі встановлювали симетрично щодо центру його вертикальної поздовжньої площини. Вертикальні переміщення штампа, який моделював фундамент, фіксували після додавання кожного ступеня навантаження фотографуванням деформованої моделі і зняттям за індикаторами відліків, після чого знаходили осереднене значення (рис. 4.3).



Рисунок 4.3 – Підготовка експерименту в плоскому лотку

Переміщення ґрунтової основи фіксували за лінійками міліметрового паперу, наклеєними на бічних гранях плоского лотка, а також за деформаціями моделі із сіткою, нанесеною на її лицьовій стороні. Для спостереження за розвитком деформацій з боку прозорої стінки було нанесено сітку 2,0×2,0 см, накреслену на передній стороні моделі гострим олівцем по вирівняній поверхні. Деформації шарів ґрунту, віддалених від поверхні, фіксувалися за допомогою смужок пофарбованого ґрунту. Для стабілізації структури моделі ґрунтової основи до експериментів її витримували протягом 1 доби.

Для виготовлення глинистої пасти, застосовуваної для лоткових експериментів, використовували повітряно-сухий ґрунт (суглинок) (ДСТУ Б В.2.1-2-96, 1997), який перед випробуваннями перебував у приміщенні протягом одного року. Застосування повітряно-сухого ґрунту як основи пояснюється тим, що під час його замочування водою глиниста паста, яку отримують, являє собою більш однорідну масу.

Суглинок розтирався до однорідного утворення на металевому листі за допомогою трамбування масою 15 кг (рис. 4.4).



Рисунок 4.4 – Підготовка ґрунту для укладання в моделі

Ґрунт замочували водою і пропускали через набір сит із діаметром залишків від 1,0 мм до 0,3 мм. Ґрунт укладався в лоток шарами товщиною

близько 3,0 см і ущільнювався трамбуванням. Коли товщина загального шару в лотку досягала 20 см, вирівнювали верхню грань моделі.

Механічні властивості ґрунту визначали в лабораторних умовах. Для проведення компресійних випробувань його зразки відбирали з лотка. Відстань від центру лотка до центру робочого кільця. Для забезпечення мінімального порушення природної структури випробовуваних зразків робоче кільце компресійного приладу занурювали в ґрунт, а потім гострим ножом вирізали зразок ґрунту, що містить робоче кільце. Після чого зайвий ґрунт поступово прибирали, і робоче кільце, таким чином, виявлялося наповненим ґрунтом. Фізико-механічні характеристики ґрунту основи наступні: суглинок із показником текучості  $I_L=0,05$ ; числом пластичності  $I_P=0,135$ ; щільністю ґрунту під час виготовлення моделі  $\rho_{gp}=1,88\dots 1,91$  г/см<sup>3</sup>; щільністю сухого ґрунту  $\rho_d=1,269\dots 1,287$  г/см<sup>3</sup>; вологістю  $W=0,15\dots 0,19$ ; коефіцієнтом пористості  $e=0,642\dots 0,909$ ; ступенем вологості  $S_r=0,65$ ; модулем деформації  $E=20,1$  МПа.

Для перевірки точності визначення значень стисливості ґрунту використовувалися два однакових компресійних прилади, до яких прикладалися однакові навантаження. Робоче кільце одного з приладів було повністю заповнене ґрунтом, а інше – наполовину. Для переходу від значень модуля деформації, отриманих у лабораторних умовах, до розрахункових значень модуля деформації використовували рекомендації ДСТУ Б В.2.1-2-96 (1997).

Мікропалю було створено із того ж самого ґрунту, однак під час замішування разом із водою застосовувався клей ПВА, що пояснюється наступною об'єктивною обставиною. Серцевиною модельної мікропалі було застосовано сталевий дріт діаметром 2 мм і довжиною 6 см, що відповідає реальній довжині палі 6 м. Після декількох невдалих спроб застосувати лише ґрунт, цемент та воду для створення оболонки навколо дроту, було визначено, що зчеплення сталі та модельного ґрунтоцементу недостатньо. Це характеризувалося тим, що після витримування модельної мікропалі протягом 7 діб в деяких місцях суміш ґрунтової пасти та цементу відшаровувалася, а деякі

модельні мікропалі руйнувалися прямо в руках, не дозволяючи постановку в тіло моделі. Тому було вирішено замішувати ґрунтову пасту разом з цементом, водою та додатковим в'язучим. Такий прийом дозволив створити 14 модельних мікропаль діаметром 5 мм, які мали достатню міцність та не руйнувалися. З цієї кількості було відібрано 9 модельних мікропаль, які на основі візуального контролю мали найбільш презентабельний вигляд, що характеризувався повною відсутністю поверхневих пошкоджень.

Для встановлення модельної мікропалі в загальну модель в плоскому лотку було застосовано електричну дріль, за допомогою якої було створено вертикальну лідерну свердловину діаметром 0,5 см, в яку було розміщено готову модельну мікропалу. Під час її розміщення контролювалася швидкість для того, щоб руйнування модельної мікропалі не відбулося.

Після створення з урахуванням масштабу потрібної моделі ґрунтової основи із підсилення мікропалею на заданій у вихідних даних відстанях встановлювали штамп, який навантажували для вивчення під час моделювання деформованого стану. Для виключення впливу стінок лотка на характер деформування ґрунтової основи, підсиленої мікропалею, (зменшення тертя ґрунту об лоток) його стінки змащувалися технічним мастилом.

Після підготовки ґрунтової основи зверху насипали вирівнюючий шар з щебеневого відсіву завтовшки 1 см, потім встановлювали штамп зверху ґрунтової основи. Потім проводилося остаточне встановлення індикаторів для вимірювання осідання штампа. Навантаження доводилося до граничного, що встановлювалося за значними переміщеннями штампа за кінцевих їхніх значень. Після закінчення дослідження, після зняття навантаження фіксувалися переміщення штампа після стабілізації деформації (0,01 мм на хвилину). Центральна передача навантаження створювала вертикальне переміщення штампа без виникнення крену. Переміщення основи від кожного ступеня навантаження фіксували з точністю до 0,1 мм, а осідання штампа – з точністю 0,01 мм.

#### **4.2 Результати досліджень деформованого стану стрічкового фундаменту на непідсиленій та підсиленій основах**

Під час експериментальних досліджень ґрунтової основи та її взаємодії з фундаментом в плоскому лотку було проведено дві серії дослідів, в кожній з серій було проведено три досліди. В серіях №№ 1-3 досліджувалася непідсилена основа, в серіях №№ 4-6 – основа, що підсилена поодинокую мікропалею. Задачею серій №№ 1-3 було отримання ряду даних про загальне деформування моделі ґрунтової основи, які в подальшому слугували як такі, з якими порівнювалися результати серій №№4-6. Порівняння між результатами серій повинно довести ефективність застосування підсилення ґрунтової основи мікропаллями. Окрім цього, результати всіх серій порівнювалися з результатами, що отримані під час чисельного аналізу в Розділі 3.

Слід відмітити, що, при максимально повній відповідності силового впливу та детальному відображенні ґрунтових умов модельних досліджень, що також застосовані в чисельному моделюванні, із зрозумілих причин (складність утворення та встановлення в моделі мікропалі, її слабо контрольовані деформаційні характеристики, неможливість врахування бурозмішувальної технології в моделі) складно очікувати повної відповідності картин деформування в чисельному аналізі та лоткових досліджень. Результати експериментальних випробувань непідсиленої та підсиленої мікропалею ґрунтової основи більшою мірою слід вважати такими, що формують якісну картину впливу занурення вертикального елемента. Відповідно, саме порівняння між серіями експериментальних досліджень є вирішальним, оскільки воно формує висновок про вплив мікропалі.

Таким чином, отримані результати експериментальних досліджень надали змогу і певного порівняння з теоретичними авторськими положеннями, і додатковий доказ позитивного впливу мікропалі на зменшення деформованого стану. В дисертаційній роботі задля економії місця наведені лише характерні світлини деформування моделей, які чітко демонструють якісну зміну впровадження мікропалі в ґрунтову основу (рис. 4.4).

а)



б)

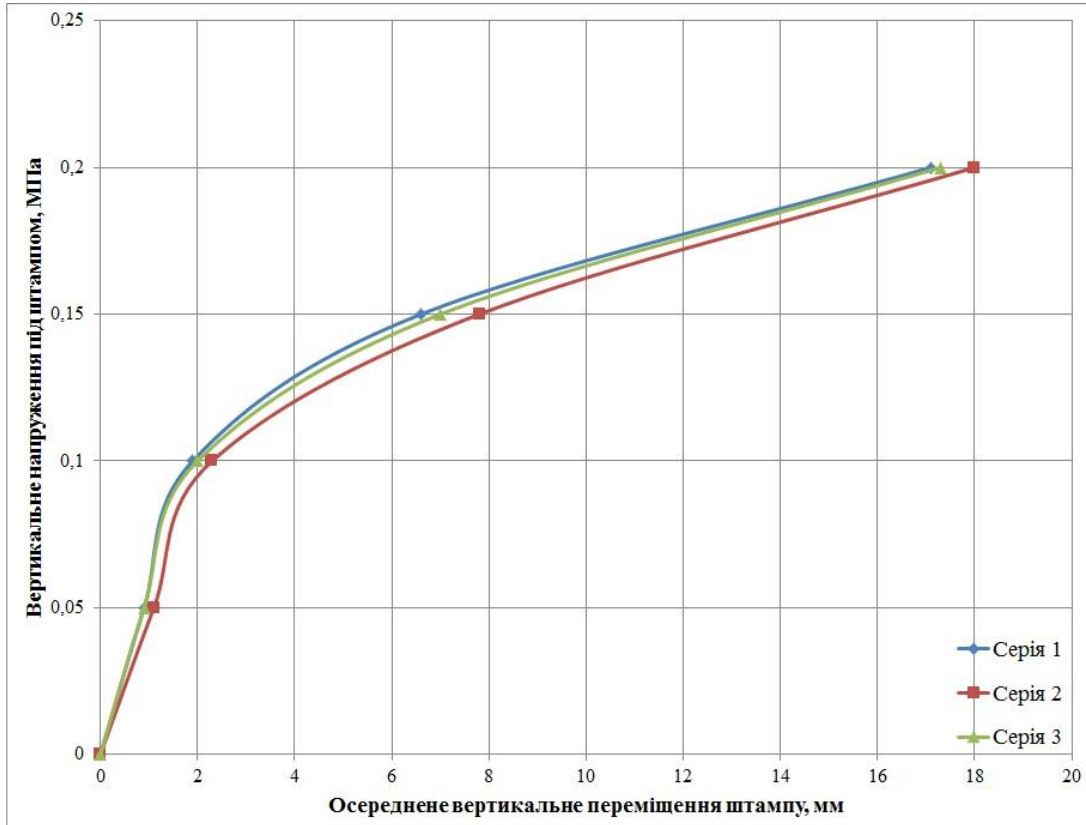


Рисунок 4.4 – Фотографії характерного деформування моделей:  
а) непідсиленої ґрунтової основи; б) підсиленої мікропаллею

Аналізуючи фотографії деформування моделей, слід відмітити характер зміни сітки в другій моделі (рис. 4.4, б), оскільки мікропалля, що має більший модуль пружності, ніж ґрунтова основа моделі, перетворює «ядро» непідсиленого варіанту (рис. 4.4, а) на більш рівні, видовжені лінії. Ці лінії, як було видно вже під час чисельного аналізу (див. рис. 3.3), викликані неоднорідністю системи. Це пояснюється тим, що мікропалля приймає на себе достатньо велику долю деформованого стану. Разом з тим, слід підкреслити, що до проведення кількісного аналізу, такі результати слід вважати якісними, оскільки, як вже було викладено в п. 4.1, визначити модуль пружності модельної мікропалі було неможливо по причині її розмірів (довжина палі – 6 см, діаметр палі – 0,5 см). Однак, беззаперечним фактом є те, що модуль пружності модельної мікропалі, яка відповідає випадку армованого ґрунтоцементу, є значно більшим (до 10...15 разів), ніж модельного ґрунту. Тобто приблизно модуль пружності модельної мікропалі складає  $E_m=200...300$  МПа, що, як і спостерігалось під час експериментальних досліджень, значно вплинуло на зменшення деформованого стану моделі ґрунтової основи, підсиленої мікропаллями.

Після проведення двох серій випробувань (серії 1-3 – непідсилена ґрунтова основа; серії 4-6 – підсилена мікропаллями ґрунтова основа) та виконання якісного аналізу деформування моделей в плоскому лотку був проведений кількісний аналіз зміни деформованого стану. Для цього аналізу було проведене осереднення вертикальних переміщень, які були виміряні трьома індикаторами часового типу, встановленими посередині і по обох боках штампу, що моделював фундамент. Осереднене вертикальне переміщення штампу  $s$  знаходилося із застосуванням простої формули:  $s=(s_1+s_2+s_3)/3$ , де  $s_1$ ,  $s_2$ ,  $s_3$  – відповідно показники індикаторів №№ 1-3. Це проводилося для того, щоб максимально згладити вплив незначних кренів, які, попри застосування вирівнюючого шару з щебеневого відсіву, все ж таки відмічалися. На основі отриманих під час експериментальних досліджень результатів були побудовані діаграми в координатах  $\sigma - s$  (рис. 4.5).

а)



б)

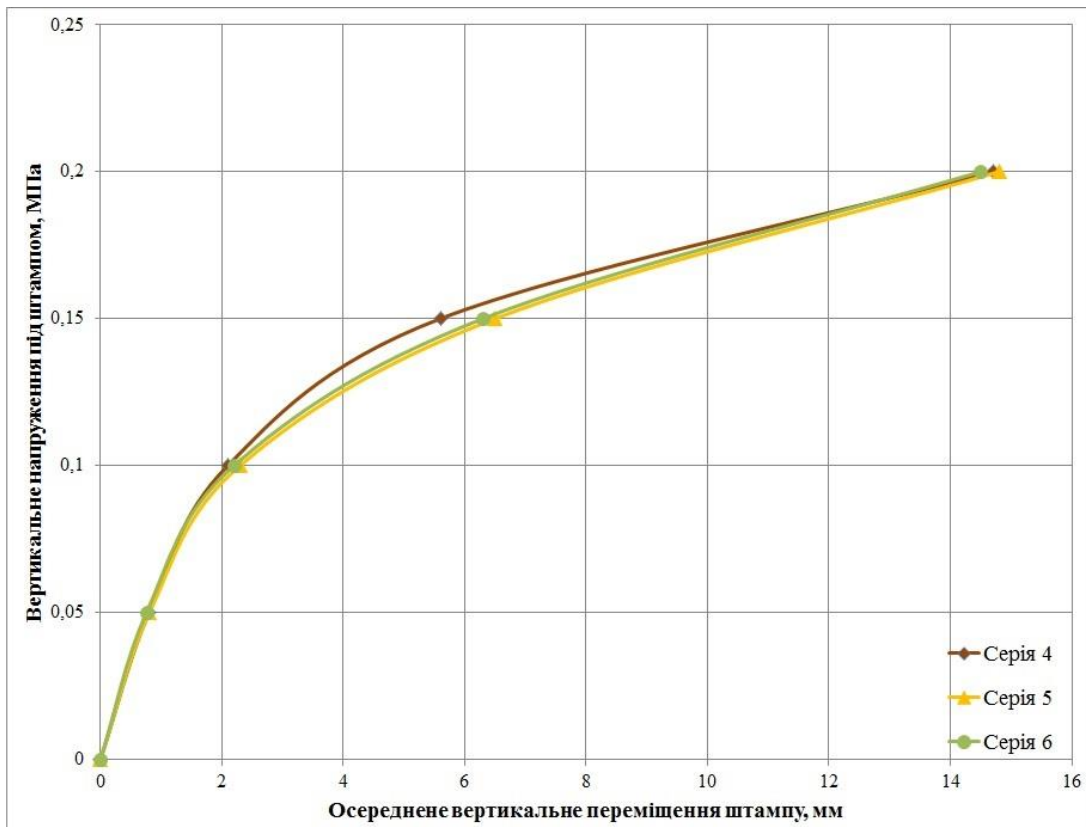


Рисунок 4.5 – Діаграми вертикальних переміщень моделей:  
а) непідсиленої ґрунтової основи; б) підсиленої мікропалєю

Отримані діаграми характеризують деформований стан непідсиленої та підсиленої мікропалею моделі ґрунтової основи, а також визначають позитивний вплив підсилення (14,7 мм у підсиленій мікропалею моделі на відміну від 17,5 мм у непідсиленій, тобто зменшення вертикальних переміщень в 1,19 рази). Візуальний аналіз діаграм вертикальних переміщень моделей (рис. 4.5) свідчить про те, що всі проведені серії характеризуються відсутністю аномальних значень або значних розходжень між отриманими результатами.

### **4.3 Порівняльний аналіз результатів теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень**

Вище вже було аргументовано доведено, що порівняння результатів авторських теоретичних побудов з отриманими ним результатами експериментальних досліджень є приблизним з огляду на низку об'єктивних причин, що виникли під час моделювання непідсиленої та підсиленої мікропалею ґрунтової основи в плоскому лотку. Проте, проведення такого порівняльного аналізу коректне, оскільки в плоскому лотку відображено практично ті ж самі умови (збережена силова подібність, відтворено деформаційні характеристики ґрунтової основи і частково мікропалі тощо), що і під час параметричного аналізу, результати якого наведено в Розділі 3. Аргументацію порівняння чисельного аналізу та експериментальних досліджень в лотку, окрім цієї дисертаційної роботи, було наведено в роботах (Швець, Шаповал, Петренко, et al, 2008; Петренко, Банніков, & Нетеса, 2020), дослідження в яких також проводилися в Галузевій науково-дослідній лабораторії механіки ґрунтів Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (нині – Український державний університет науки і технологій).

Слід коротко пояснити, що порівняння результатів теоретичних побудов (параметричного аналізу) з результатами експериментальних досліджень можливе саме тому, що, при зменшенні розмірів фундаменту у 10 разів (0,16 м в моделі на відміну від реальної ширини 1,6 м), а навантаження в 100 разів

(3,17 кН/м в моделі на відміну від реального 316,83 кН/м), максимальна величина напружень під реальним фундаментом складала 0,198 МПа та модельним штампом – 0,2 МПа. Таким чином, маючи модель ґрунтової основи з практично однаковим модулем деформації (20 МПа у ході параметричного аналізу та 20,1 МПа під час моделювання) і однаковий тиск під реальним фундаментом та модельним штампом, отримані значення вертикальних переміщень ( $s$ , мм) можуть бути порівняні. Результати порівняння наведені в табл. 4.1.

Таблиця 4.1 – Результати порівняльного аналізу результатів теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень

Максимальні вертикальні переміщення $s$ , мм		Похибка $\Delta$ , %
Непідсилена мікропалею ґрунтова основа		
Параметричний аналіз (рис. 3.2, а)	Експериментальне дослідження (рис. 4.5, а)	
15,98	17,5	8,69
Підсилена мікропалею ґрунтова основа		
Параметричний аналіз (рис. 3.3, а)	Експериментальне дослідження (рис. 4.5, б)	
13,48	14,7	8,29

Похибка між результатами порівняльного аналізу результатів теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень знаходиться в діапазоні 8,29...8,69 %, що свідчить про високий ступінь адекватності проведеного чисельного та експериментального дослідження фундаменту цивільної будівлі на непідсиленій та підсиленій мікропалею ґрунтовій основі. На основі цих даних можна свідчити про те, що авторські теоретичні положення обґрунтовуються даними експериментальних досліджень в плоскому лотку і вважаються достовірними.

## ВИСНОВКИ

1. Проведено аналіз стану питання визначення параметрів міцності та деформативності основ цивільних будівель при їх підсиленні мікропалями, в результаті якого обґрунтовано застосування гіпотези шару кінцевої товщини, що більш адекватний для чисельного підходу, оскільки скінченно-елементні моделі фундаменту з мікропалями та ґрунтовою основою повинні мати визначені межі.

2. Виконано порівняльний аналіз буроін'єкційної та бурозмішувальної технологій влаштування мікропаль, результати якого стали підґрунтям доказу, що обидві технології під час підсилення слабких ґрунтових основ мають найбільшу ступінь прогнозованості зміни напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа, підсилена мікропалями», причому вплив деформаційних характеристик можна обґрунтовано і достовірно оцінити за допомогою чисельного аналізу.

3. Створено скінченно-елементні моделі фундаменту цивільної споруди для проведення обґрунтування параметрів міцності та деформативності ґрунтової основи у непідсиленому стані та після підсилення, причому в якості еталонного проведено аналітичний розрахунок напружень та переміщень за нормативним документом. Виконано порівняльний чисельний аналіз скінченно-елементних моделей фундаменту на слабкій основі без підсилення та три варіанти його підсилення ґрунтоцементними мікропалями довжиною 6 м діаметром 1,0 м, створеними на основі бурозмішувальної технології за умови різним модулів деформації ґрунтоцементу.

4. Результати проведеного чисельного аналізу дозволили отримати закономірність вертикальних переміщень мікропалі, створеної за допомогою буроін'єкційної або бурозмішувальної технологій, від модуля пружності ґрунтової основи, яка є степеневою залежністю вигляду  $s = aE_s^{-b}$  (ступінь апроксимації  $R^2 = 0,99$ ), що надають змогу прогнозувати деформований стан для достатньо широкого діапазону модуля пружності слабкої ґрунтової основи

( $E=5\dots 20$  МПа).

5. Ґрунтуючись на результатах параметричного чисельного аналізу, виконано обґрунтування напружено-деформованого стану підсиленої мікропаллями основи за допомогою нового підходу до їх взаємного впливу і доведено, що, базуючись на нормативному документі, який розроблено для забивних або буронабивних паль, неможливо ефективно зменшити вертикальні переміщення шляхом зближення мікропаль, оскільки відстань між мікропаллями в  $3d$  для елементів, що створені на основі буроін'єкційної й бурозмішувальної технологій, є мінімальною, проте застосування навіть поодиноких мікропаль зменшує вертикальні переміщення в 11,7...11,9 % (мікропалля з ґрунтоцементу) і в 18,1...18,5 % (мікропалля з армованого ґрунтоцементу).

6. Проведено експериментальні дослідження міцності та стійкості непідсиленої та підсиленої мікропаллями ґрунтової основи в плоскому лотку конструкції Галузевої науково-дослідної лабораторії механіки ґрунтів Українського державного університету науки і технологій, в ході яких розроблено методикку вкладання глинистої пасти, розміщення жорсткого штампу і модельних мікропаль, режим навантаження та визначення абсолютних переміщень за допомогою індикаторів часового типу, а також проаналізовано результати моделювання, які доводять позитивний вплив підсилення (14,7 мм у підсиленій мікропаллею моделі на відміну від 17,5 мм у непідсиленій, тобто зменшення вертикальних переміщень в 1,19 рази).

7. Проведено порівняльний аналіз результатів теоретичних побудов з результатами експериментальних досліджень, отримана в його ході похибка знаходиться в діапазоні 8,29...8,69 %, що свідчить про високий ступінь достовірності проведеного чисельного та експериментального дослідження фундаменту цивільної будівлі на непідсиленій та підсиленій мікропаллею ґрунтовій основі.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

Akin, M. K. (2016). Experimental studies on the physico-mechanical properties of jet-grout columns in sandy and silty soils. *Journal of African Earth Sciences*, 116, 190-197. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jafrearsci.2016.01.011>

Akin, M., Akkaya, İ., Akin, M. K., Özvan, A., & Ak, Y. (2019). Impact of Jet-Grouting Pressure on the Strength and Deformation Characteristics of Sandy and Clayey Soils in the Compression Zone. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23, 3340-3352. DOI: <https://doi.org/10.1007/s12205-019-2274-5>

Al-Khadaar, R. M., & Ahmed, M. D. (2023). Review of Jet Grouting Practice around the World. *Journal of Engineering*, 29(7), 48-70. DOI: <http://dx.doi.org/10.31026/j.eng.2023.07.04>

Alnuaim, A. M., El Naggar, M. H., & El Naggar, H. (2018). Performance of micropiled rafts in clay: Numerical investigation. *Computers and Geotechnics*, 99, 42-54. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.02.020>

Amini, F., Bitaraf, M., Nasab, M. S. E., & Javidan, M. M. (2018). Impacts of soil-structure interaction on the structural control of nonlinear systems using adaptive control approach. *Engineering Structures*, 157, 1-13. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.11.071>

Anoyatis, G., Stijn, F., Orakci, O., & Tsikas, A. (2023). Soil–pile interaction in vertical vibration in inhomogeneous soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 52(14), 4582-4601. DOI: <https://doi.org/10.1002/eqe.3968>

Bayesteh, H., ali Fakharnia, M., Khodaparast, M., (2021). Performance of Driven Grouted Micropiles: Full-Scale Field Study. *International Journal of Geomechanics*, 21(2), 415-430. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0001905](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001905)

Bzówka, J. (2012). Analysis of bearing capacity and settlement of jet-grouting columns. *Architecture Civil Engineering Environment*, 5(2), 41-54.

Coulter, S. & Martin, C. D. (2006). Single fluid jet-grout strength and deformation properties. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 21(6), 690-

695. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tust.2005.12.136>

Croce, P., Flora, A., & Modoni, G. (2014). *Jet Grouting: Technology, Design and Control*. New-York: Taylor & Francis Group.

Cui, J., Ouyang, P., Zhang, J., & Yang, Z. (2023). Theoretical Analysis of Deformation and Internal Forces of Used Piles Due to New Static-Pressure Pile Penetration. *Applied Sciences*, 13, 2714. DOI: <https://doi.org/10.3390/app13042714>

Dubinchyk, O., Bannikov, D., Kildieiev, V., & Kharchenko, V. (2020). Geotechnical analysis of optimal parameters for foundations interacting with loess area. *E3S Web of Conferences*, 168, 00024. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202016800024>

Dubinchyk, O., Petrenko, V., Ihnatenko, D., & Kildieiev, V. (2019). Comprehensive analysis of the retaining pile structure with the determining the stability factor by numerical methods. *E3S Web of Conferences*, 109. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/201910900020>

El Kamash, W., & Han, J. (2017). Numerical analysis of existing foundations underpinned by micropiles. *International Journal of Geomechanics*, 17(6), 04016126. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000833](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000833)

Flora, A., Modoni, G., Lirer, S., & Croce, P. (2013). The diameter of single-, double-, and triple-fluid jet grouting columns: Prediction method and field trial results. *Géotechnique*, 63(11), 934-945. DOI: <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.062>

Gazzarrini, P. (2021). A Brief History of Jet Grouting in the Last 50 Years. *GeoStrata Magazine*, 25(3), 70-77. DOI: <https://doi.org/10.1061/geosek.0000025>

Gesto, J. M., Gens, A., & Arroyo, M. (2012). Modelling of Jet Grouting and its interactions with surrounding soils. *ISSMGE - TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI*.

Guler, E., & Secilen, G. G. (2021). Jet grouting technique and strength properties of jet grout columns. *Journal of Physics: Conference Series*, 1928, 012006. DOI: <https://doi.org/10.1088/1742-6596/1928/1/012006>

Han, J. (2015). *Principles and practice of ground improvement*. New-York: John Wiley & Sons.

Han, J., & Ye, S.-L. (2006a). A field study on the behavior of micropiles in clay under compression or tension. *Canadian Geotechnical Journal*, 43, 19-23. DOI: <https://doi.org/10.1139/t05-089>

Han, J., & Ye, S.-L. (2006b). A field study on the behavior of a foundation underpinned by micro-piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 43(1), 30-42. DOI: <https://doi.org/10.1139/t05-087>

Hwang, T.-H., Kim, K.-H., & Shin, J.-H. (2017). Effective installation of micropiles to enhance bearing capacity of micropiled raft. *Soils and Foundations*, 57, 36-49. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.sandf.2017.01.003>

Kazemian, S., Huat, B. B., Arun, P., & Barghchi, M. (2010). A review of stabilization of soft soils by injection of chemical grouting. *Australian Journal of Basic and Applied Sciences*, 4(12), 5862-5868.

Krysan, V. I., Krysan, V. V., Petrenko, V., Tiutkin, O., & Andreev, V. (2019). Improving the safety of soil foundations when they are restored using soil-cement elements. *MATEC Web of Conferences*, 294, 03006. DOI: <https://doi.org/10.1051/mateconf/201929403006>

Kutzner, C. (1996). *Grouting of rock and soil*. A. A. Balkema.

Larsson, S. (2003). *Mixing Processes for Ground Improvement by Deep Mixing* (Doctoral Thesis). Stockholm: Royal Institute of Technology.

Modoni, G., Croce, P., & Mongiovi, L. (2008). Theoretical modelling of jet grouting: Closure. *Géotechnique*, 58(6), 533-535.

Mohammed, S. M., & Ahmed, M. D. (2023). Characteristics of Pile Models Injected by Low-Pressure-Injection Laboratory Setup for Chemical Improving Loose Sandy Soil. *E3S Web of Conferences*, 427(1), 01024. DOI: <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202342701024>

Moradi Moghaddam, H., Keramati, M., Ramesh, A., Naderi, R. (2021). Experimental Evaluation of the Effects of Structural Parameters, Installation Methods and Soil Density on the Micropile Bearing Capacity. *International Journal of Civil Engineering*, 19, 1313-1325. DOI: <https://doi.org/10.1007/s40999-021-00629-5>

Nikbakhtan, B., & Osanloo, M. (2009). Effect of grout pressure and grout flow

on soil physical and mechanical properties in jet grouting operations. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 498-505.

Petrenko, V., Bannikov, D., Kharchenko, V., & Tkach, T. (2022). Regularities of the deformed state of the geotechnical system “soil base – micropile”. *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, 970, 012028. DOI: <https://doi.org/10.1088/1755-1315/970/1/012028>

Pshinko, O., Petrenko, V., Tiutkin, A., et al. (2019). Comparative analysis of calculation results of supporting structure of soil-cement piles. *Transport Means 2019. Sustainability: Research and Solutions*, Part II, pp. 820-828.

Qian, Z. Z., & Lu, X. L. (2011). Behavior of micropiles in soft soil under vertical loading. *Advanced Materials Research*, 243, 2143-2150. DOI: <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/AMR.243-249.2143>

Reddy Madhusudan, K., & Ayothiraman, R. (2015). Experimental Studies on Behavior of Single Pile Under Combined Uplift and Lateral Loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(7), 1-10. DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001314](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001314)

Russo, F., Veropalumbo, R., Biancardo, S. A., et al. (2021). Reusing Jet Grouting Waste as Filler for Road Asphalt Mixtures of Base Layers. *Materials*, 14, 3200. DOI: <https://doi.org/10.3390/ma14123200>

Sabatini, P., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., & Keely, J. (2005). *FHWA-Micropile Design and Construction*. Estados Unidos: National Highway Institute.

Sanches, S. I. D. P. (2012). Reinforcements of soft soils in the foundation of a deep soil mixing foundation. Case study modeling. Dissertation of the Master degree in Civil Engineering. <https://repositorioaberto.up.pt/bitstream/10216/65521/1/000154248.pdf>

Sedin, V., Volnianskyi, Y., Kovba, V., Bikus, K., & Zahilskyi, V. (2023). Numerical simulation of the stress-strain state of the base of the multi-helix screw pile at its static loading under full-scale test conditions. *AIP Conference Proceedings*, 2678, 020019. DOI: <https://doi.org/10.1063/5.0120153>

Senkaya, A., Toka, E. B., & Olgun, M. (2022). Effects of Cement Grout

Characteristics on Formation and Strength of Jet Grouting Columns. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 47, 13035-13047. DOI: <https://doi.org/10.1007/s13369-022-06678-9>

Severino, A., de Macêdo Wahrhaftig, A., Tiutkin, O., Gubashova, V., & Neduzha, L. (2022). Effective Jet-Grouting Application for Improving the State of Deformation of Landmarks. *Buildings*, 12(3), 368. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings12030368>

Shapoval, V. G., Ivanova, H. P., Hapieiev, S. N., Yanko, V. V., & Barsukova, S. O. (2023). Contact tensions under the sole of rigid deep laying foundations and ground anchors. *Naukovyi Visnyk Natsionalnoho Hirnychoho Universytetu*, 2, 58-63. DOI: <https://doi.org/10.33271/nvngu/2023-2/058>

Shin, J., & Lee, K. (2023). Investigation of Load-Bearing Capacity for Reinforced Concrete Foundation Retrofitted Using Steel Strut–Tie Retrofit System. *Sustainability*, 15, 10372. DOI: <https://doi.org/10.3390/su151310372>

Stone Jr., R.C., Farhangi, V., Fatahi, B., & Karakouzian, M. (2023). A novel short pile foundation system bonded to highly cemented layers for settlement control. *Canadian Geotechnical Journal*, 60(9), 1332-1351. DOI: <https://doi.org/10.1139/cgj-2020-0710>

Shibazaki, M. (2003). State of Practice of Jet Grouting. *Third International Conference on Grouting and Ground Treatment*, 1, 198-217.

Sun, S., Wang, J., & Bian, X. (2013). Design of micropiles to increase, Earth slopes stability, *Journal of Central South University*, 20, 1361-1367. DOI: <https://doi.org/10.1007/s11771-013-1623-7>

Tiutkin, O., Keršys, R., & Neduzha, L. (2020). Research of the strained state in the "subgrade – base" system at the variation of deformation parameters. In: *Transport Means 2020. Sustainability: Research and Solutions*, Part I, 446-451.

Tiutkin, O., Neduzha, L., & Kalivoda, J. (2020). Changing the Stress State of the Track Superstructure while Strengthening the Subgrade. *58th International Scientific Conference on Experimental Stress Analysis 2020 – Conference Proceedings*, 533-539.

Tiutkin, O. L., Neduzha, L., & Kalivoda, J. (2021). Finite-element Analysis of Strengthening the Subgrade on the Basis of Boring and Mixing Technology. *Transport Problems*, 16(2), 1-10. DOI: <https://doi.org/10.21307/tp-2021-034>

Veludo, J., Júlio, E. N. B. S., & Dias-da-Costa, D. (2012). Compressive strength of micropile-to-grout connections. *Construction and Building Materials*, 26(1), 172–179. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.007>

Vynnykov, Y., & Razdui, R. (2021). The results of modeling the strain state of soil base reinforced by soil-cement elements under strip foundations of the building. *Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2(57), 74-81. DOI: <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2588>

Wang, C., Han, J.-T., & Jang, Y.-E. (2019). Experimental Investigation of Micropile Stiffness Affecting the Underpinning of an Existing Foundation. *Applied Sciences*, 9, 2495. DOI: <https://doi.org/10.3390/app9122495>

Wang, X., Mao, Z., & Wang, W. (2022). Digital Evaluation of Vertical Compressive Bearing Capacity for Jet Grouting Pile-Mini Steel Pipe Pile Composite Foundation. *Mathematical Problems in Engineering*, 8499597. DOI: <https://doi.org/10.1155/2022/8499597>

Xu, K. J., & Poulos, H. G. (2001). 3D elastic analysis of vertical piles subjected to passive loadings. *Computers and Geotechnics*, 28(5), 349-375. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/S0266-352X\(00\)00024-0](http://dx.doi.org/10.1016/S0266-352X(00)00024-0)

Yang, Z., & Jeremić, B. (2002). Numerical analysis of pile behaviour under lateral loads in layered elastic-plastic soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 26(14), 1385-1406. DOI: <https://doi.org/10.1002/nag.250>

Zolfegharifar, S. Y., Daram, H., & Rahimi, M. (2015). Static Analysis, Using Finite-Element Method (FEM) for Micropiles Application Evaluation: Empirical and Numerical Perspective. *Cumhuriyet Science Journal*, 36, 2069-2078. DOI: <https://doi.org/10.17776/CSJ.52113>

Zotsenko, N., Vynnykov, Y., & Zotsenko, V. (2015). Soil-cement piles by boring-mixing technology. *Energy, energy saving and rational nature use. – Oradea*

*University Press, 192-253.*

Андрєєв, В. С., & Харченко, В. В. (2020). Теоретико-практичні аспекти наукової задачі підсилення основ для фундаментів цивільних будівель. *Матеріали 80 Міжнародної науково-практичної конференції «Проблеми і перспективи розвитку залізничного транспорту»*, 182-183.

Бойко, В. В., Ган, А. Л., & Ган, О. В. (2018). Ущільнення просадних ґрунтів вдосконаленими зарядами малої щільності. *Збірник наукових праць НГУ*, 55, 152-162.

Винников, Ю. Л. (2004). *Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі*. Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка.

Власов, С. Ф., Тимченко, С. Е., & Рябичев, В. Д. (2005). *Інтенсифікація процесів струминного закріплення порід під час магнітної обробки цементних розчинів*. Луганськ: Янтар.

Головко, С. І. (2004). Напружено-деформований стан ґрунтової основи у процесі високонапірного ін'єктування. *Будівельні конструкції*, 71, 42-51.

Головко, С. І. (2010). *Теорія та практика підсилення ґрунтових основ методом високонапірної цементації*. Дніпропетровськ: Пороги.

ДБН В. 1.1-5-2000 (2006). *Будинки і споруди на підроблюваних територіях і на просідаючих ґрунтах (Частина II. Будинки і споруди на просідаючих ґрунтах)*. Київ: Мінбуд України.

ДБН В.1.2-2:2006 (2006). *Навантаження і впливи. Норми проектування*. Київ: Мінбуд України.

ДБН В.2.1-10:2018 (2018). *Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення*. Київ: Мінрегіонбуд.

ДБН В.2.1-10-2009 (2010). *Зміна № 2. Фундаменти заглиблені і глибокого закладання. Основні положення*. Київ: Мінрегіонбуд.

ДСТУ Б В.2.1-2-96 (1997). *Ґрунти. Класифікація*. Київ: Держбуд України.

Єлісеєва, М. М., Бабенко, М. М., et al. (2017). Глинисті ґрунти Придніпровського регіону для ґрунтобетону. *Будівництво, матеріалознавство,*

*машинобудування*, 99, 71-77.

Зоценко, М. Л. (2013). Грунтоцементні палі, що виготовляються бурозмішувальним методом. *Галузеве машинобудування, будівництво*, 3(38), 110-122.

Зоценко, М. Л., Винников, Ю. Л., & Зоценко, В. М. (2016). *Бурові грунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом*. Харків: Друкарня Мадрид.

Зоценко, М. Л., Винников, Ю. Л., Ларцева, І. І., Шокарев, В. С., & Крисан, В. І. (2011). Характеристики штучних твердих ґрунтів, які поліпшені бурозмішувальним методом. *Світ геотехніки*, 3, 14-18.

Зоценко, М. Л., Коваленко, В. І., Хілобок, В. Г., & Яковлев, А. В. (2004). *Інженерна геологія: Механіка ґрунтів, основи та фундаменти*. Київ: Вища школа.

Зоценко, М. Л., Петраш, Р. В., & Петраш, О. В. (2010). Контроль за якістю грунтоцементних елементів, які виготовлені за бурозмішувальною технологією. *Строительство, материаловедение, машиностроение*, 56, 188-193.

Зуєвська, Н. В., Шайдецька, Л. В., & Губашова, В. Є. (2019). Вплив виконання елементів струменевої цементації на фізико-механічні характеристики навколишнього ґрунтового масиву. *Енергетика: економія, технології, екологія*, 4, 27-34.

Карпиловский, В. С., Криксунов, Э. З., Перельмутер, А. В., et al. (2000). *SCAD для пользователя*. Киев: ВВП «Компас».

Кірічек, Ю. О., & Комісаров, Г. В. (2019). Конструкції з грунтоцементу для зведення фундаментів будівель і споруд. *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*, 3, 42-50.

Краєв, В. Ф. (1971). *Інженерно-геологічна характеристика порід лесової формації України*. Київ: Наукова думка.

Крисан, В. І., Крисан, В. В., Петренко, В. Д., & Тютюкін, О. Л. (2023). Аналіз результатів випробування підсилення земляного полотна армованими грунтоцементними палями. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*,

23, 45-53. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281128>

Крутов, В. І. (1982). *Основи та фундаменти на просадних ґрунтах*. Київ: Будівельник.

Новицький, О. П. (2013). Методи закріплення ґрунтів цементом. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури*, 3, 32-37.

Новицький, О. П. (2012). Вплив пластифікуючих добавок на міцність ґрунтоцементу. *Галузеве машинобудування, будівництво*, 4(34), 171-177.

Перельмутер, А. В., & Слівкер, В. І. (2002). *Розрахункові моделі споруд та можливість їх аналізу*. Київ: Сталь.

Петренко, В. Д., Андреев, В. С., & Харченко, В. В. (2021). Порівняльний аналіз технологій влаштування мікропаль під час підсилення слабких ґрунтових основ. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 19, 69-77. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/233978>

Петренко, В. Д., Андреев, В. С., & Харченко, В. В. (2022). Результати лоткових експериментів підсиленого мікропалею стрічкового фундаменту. *Матеріали VIII Міжнародної науково-практичної конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика»*, С. 36-38.

Петренко, В. Д., Банніков, Д. О., & Нетеса, М. І. (2020). Геофізичні дослідження та укріплення шаруватого та водонасиченого ґрунтового масиву в умовах Київського метрополітену. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 17, 62-72. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2020/205013>

Петренко, В. Д., Крисан, В. І., Крисан, В. В., & Чегодаєв, І. С. (2021). Досвід спорудження пальново-плитного фундаменту в складних інженерно-геологічних умовах. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 19, 78-84. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2021/233980>

Петренко, В. Д., Тютькін, О. Л., Крисан, В. І., & Крисан, В. В. (2019). Відновлення міцносних та деформативних характеристик земляного полотна та його основи армуванням ґрунтоцементними елементами. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 16, 65-74.

Петренко, В. Д., Харченко, В. В., Терещук, Р. М., & Петров, О. М. (2020).

Залежності напружено-деформованого стану фундаментів та основ при їх відновленні на основі буроін'єкційних свердловин. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 18, 96-105. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2020/217872>

Петренко, В. И., & Петренко, В. Д. (2013). Обґрунтування параметрів хімічного закріплення ґрунтів під час будівництва Київського метрополітену. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 4, 60-66.

Петруняк, М. В. (2012). Методика виготовлення та дослідження ґрунтоцементу в лабораторних умовах. *Галузеве машинобудування, будівництво*, 4 (34), 184-189.

Пшінько, О. М., Радкевич, А. В., Нетеса, М. І., & Нетеса, А. М. (2020). *Технологія спеціальних робіт: навчальний посібник*. Дніпро: Журфонд.

Харченко, В. В., & Андрєєв, В. С. (2024). Результати експериментальних лоткових досліджень ґрунтової основи при її підсиленні мікропалею. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 25, 119-125. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2024/303475>

Харченко, В. В., & Петренко, В. Д. (2023). Обґрунтування вибору моделі основи та фундаменту будівлі під час її підсилення мікропалями. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 23, 88-94. DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281162>

Швець, В. Б., Шаповал, В. Г., Петренко, В. Д., et al. (2008). *Фундаменти промислових, цивільних та транспортних споруд на шаруватих ґрунтових основах*. Дніпропетровськ: Нова ідеологія.

Якименко, О. В. (2020). *Сучасні методи влаштування паль та шпунтових обгороджень* : навч. посібник. Харків: ХНУМГ ім. О. М. Бекетова.