

Міністерство освіти і науки України
Національний університет
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

Раздуй Роман Вячеславович

УДК 624.131:621.154

ДИСЕРТАЦІЯ

Напружено-деформований стан системи

«грунтоцементна основа – фундамент – будівля»

05.23.02 – основи і фундаменти

192 – Будівництво та цивільна інженерія

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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

 Р.В.Раздуй

Науковий керівник (консультант) Винников Юрій Леонідович, д.т.н., професор

Полтава – 2023

АНОТАЦІЯ

Раздуй Р.В. Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля». – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Національний університет «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», Полтава, 2023.

Зміст дисертації. У вступі обґрунтовано актуальність теми, сформульовані мета та задачі дослідження, наукова новизна і практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика.

У розділі 1 проаналізовано геотехнічний досвід використання грунтоцементу, передусім, проблематика проектування та експлуатації фундаментів будівель і споруд на армованих грунтоцементом слабких основах, особливості методів їх покращення, методи та результати лабораторних досліджень у світовій практиці. Розглянуто недоліки та переваги нормативних методів розрахунку деформацій системи «грунтоцементна основа – фундамент – споруда». Узагальнено плюси та мінуси різних типів чисельних методів оцінювання напружено-деформованого стану (НДС) цієї системи, програмні розрахункові комплекси, котрі використовують у геотехніці, моделі задання поведінки ґрунту та елементів армування. Доведено, що методи, реалізовані в діючих на даний момент нормативних документах, не повною мірою враховують технологічні особливості виготовлення грунтоцементних елементів (ГЦЕ), їх взаємодію між собою у групі та із навколишнім ґрунтом. Методи, реалізовані в програмних комплексах для оцінювання цієї системи при використанні ГЦЕ, більш точні й достовірні, але без достатньої бази отриманих даних порівнянь натурних спостережень та аналітичних досліджень. В кінці розділу подано структурну схему досліджень, викладених у дисертації.

У розділі 2 описано результати лоткових досліджень армованих

вертикальними ГЦЕ основ під жорстким стрічковим штампом. Випробування виконано за планом одночинникового експерименту з варіюванням відсотку вертикального армування ґрунтової основи 0,0%; 2,1%; 4,4% та 7,1% при діаметрі поперечного перерізу елементу 5 мм і щільності скелета ґрунту $\rho_d = 1,45 \text{ г/см}^3$. Наведено методику лоткового експерименту, зокрема, описано методику приготування ґрунтової пасти, характеристики лотку та вантажної системи, представлено обладнання, технологію і виконання армування основи. Викладено графіки статичних штампових випробувань при усіх відсотках армування основи, із розвитком осідань у часі та з впливом розвантаження. Показано фото системи «слабка штучна основа, посилена вертикальними ГЦЕ – жорсткий стрічковий штамп» до, під час і після проведення досліду. Проаналізовано графіки залежності осідань основи штампу від тиску на неї. Встановлено, що при заданих параметрах ґрунтової основи та висоти армування величини першого та другого критичних тисків системи «армована основа – жорсткий штамп» зростають залежно від відсотка за лінійною залежністю. Апроксимовано емпіричні залежності значень першого та другого критичних тисків на основу в залежності від відсотку її армування.

У розділі 3 всебічно показано серію циклів геодезичних натурних спостережень за багатоповерховими цегляними будівлями зі стрічковими фундаментами на армованих ГЦЕ основах. Зокрема, описано інженерно-геологічні умови ділянок, конструктивно-технологічні рішення основ і фундаментів будівлі, її надземної частини. Наведені фото процесу армування основи ГЦЕ, виготовленими за бурозмішувальною технологією, влаштування буферної подушки, стрічкових монолітних фундаментів тощо. Показано встановлені осадкові стінові марки. Описано принципи влаштування та розміщення осадкових марок, зв'язкових точок, тощо. Представлено схему геометричного нівелювання з розміщенням марок. Отримано нові дослідні дані розвитку фактичних деформацій слабких глинистих основ армованих вертикальними ГЦЕ у часі. За результатами геодезичних натурних спостережень приведено наочні графіки розвитку мінімальних, максимальних і

середніх осідань деформаційних марок у часі, суміщені з графіками зведення та експлуатації будівлі. Наведено кінцеві величини стабілізованих абсолютних і відносних осідань, епюри осідань марок. Проаналізовано отримані результати осідань, частку величини осідань за періоди зведення, монтажу, заселення та експлуатації. Підтверджено ефективність використання ґрунтоцементу за умов ґрунтів з високим вмістом органічних речовин.

У пункті 4.1 наведено тестове моделювання лоткових досліджень методом скінченних елементів (МСЕ). Проведено моделювання МСЕ у просторовій (3D) постановці з використанням ідеальної пружно-пластичної моделі ґрунту з критерієм міцності Мора-Кулона та моделі ізотропного ущільнення ґрунту. Описано можливі типи моделей поведінки ґрунту. Проведено моделювання основ без армування ГЦЕ та при різному відсотку армування з глибиною елементів 100 мм при діаметрі елементів 6 мм із варіюванням значення відсотка армування. Виконано два варіанти розрахунку, базуючись на методі задання ґрунтоцементних елементів: перший – з моделюванням об'ємними елементами та постадійним заданням виймання ґрунту, заповнення свердловин ґрунтоцементом, влаштування подушки, штампу й поступовим навантаження; другий – з моделюванням пальовими елементами із постадійним заданням стадій улаштування паль і прикладення навантаження. Описано прийняті процедури та параметри задання сітки скінченних елементів і розрахунку. Отримано залежності осідань основи штампів від тиску на основу за різними моделями поведінки ґрунту та ґрунтоцементних елементів. Наведено графіки осідань за обома розрахунковими моделями (тобто, за обома варіантами задання ГЦЕ) для неармованої основи штампів та варіативних параметрів армованої основи. Приведено величини першого та другого критичних тисків на основу. Наведено графіки осідань від тиску, перерізи із візуалізацією деформацій основи.

У пункті 4.2 наведено вихідні дані та методики моделювання НДС системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» із заданням коефіцієнтів жорсткості основи.

Складено та візуалізовано просторові схеми конструкцій системи. Наведено алгоритм визначення коефіцієнтів жорсткості основи, коефіцієнтів жорсткості елементів армування. Отримано нові дослідні дані про зміну НДС системи. Моделюванням МСЕ у 3D постановці з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту Мора-Кулона досліджено розвиток деформацій у разі зведення будівлі на природній основі, за наявності шарів слабких глинистих ґрунтів і порівняно з моделюванням основи, армованої вертикальними ГЦЕ.

Виявлено, що модель поведінки ґрунту ізотропного ущільнення (зміцнення) показує доволі точне співпадіння графіків осідання від тиску, як для моделювання об'ємними елементами, так і для пальовими елементами, тоді як ідеально пружно-пластична модель ґрунту Мора-Кулона завищує осідання, а моделювання елементів армування об'ємними тілами коректніше описує розподіл осідань ґрунту в масиві, як в пружній, так і в пластичній стадії роботи ґрунту. Після переходу із пружної до пластичної поведінки ґрунту моделювання пальовими елементами завищує несучу здатність основи при застосуванні ГЦЕ, а використання моделі Мора-Кулона не дає різниці для пружної частини графіку при застосуванні різних процентів армування.

У розділі 5 проведено порівняльний аналіз аналітичних і чисельних методів визначення осідань основи. Наведено наочні порівняльні графіки. Наведено в табличній та графічній формах дані відповідно до розміщення осадних марок посекаційно згідно до результатів аналітичних обчислень, чисельного моделювання та геодезичних спостережень. Подано дані щодо впровадження результатів роботи. Визначено найбільш точні методи обчислення осідань системи «ґрунтоцементна основа – фундамент – будівля», найбільш оптимальні способи задання вертикальних ГЦЕ.

Ключові слова: вертикальне армування основи, бурозмішувальний метод, вертикальний ґрунтоцементний елемент, відсоток армування основи, довготривалі геодезичні спостереження, ґрунтоцементна основа, лоткове дослідження, метод скінченних елементів, осідання, слабка основа, стрічкові фундаменти, чисельне моделювання, напружено-деформований стан.

ABSTRACT

Razdui R.V. Stress-strain state of the system "soil-cement soil base – foundation – building". – Qualifying scientific work as manuscript.

The thesis for the degree of philosophy doctor on specialty 05.23.02 «Bases and Foundations» (192 – Construction and civil engineering). – National University «Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic», Poltava, 2023.

The content of the thesis. In the introduction the urgency of the topic, the purpose and objectives of research, scientific novelty and practical value of work are grounded, its general characterization is represented.

Chapter 1 presents the analysis of geotechnical experience in the use of soil cement, especially, the problems of designing and exploitation of foundations of buildings on weak soil bases that reinforced with soil cement, the features of their improvement methods, methodology and results of laboratory researches in world practice. Disadvantages and advantages of the regulatory methods for calculating of deformations of the system "soil cement base – foundation – construction" are considered. The pros and cons of various types of numerical methods for assessing the stress-strain state (SSS) of this system, software calculation complexes used in geotechnics, models of soil behavior and reinforcement elements are summarized. It has been proven that the methods implemented in the current regulatory documents do not fully take into account the technological features of the production of soil-cement elements (SCE), their interaction with each other in the group and with the surrounding soil. The methods implemented in the software complexes for evaluating this system when using SCE are more accurate and reliable but without a sufficient base of the obtained data comparisons of field observations and analytical studies. At the end of the chapter, a structural diagram of the research presented in the dissertation is given.

Chapter 2 describes the tray experiment of reinforced soil bases under a rigid strip stamp. The test was carried out according to the plan of a one-factor experiment with a variation of the vertical reinforcement ratio of the soil base of 0.0%; 2.1%;

4.4% and 7.1% when the distance between the axes of the SCE is from 15.5 mm (7.1%) to 33.6 mm (2.1%), the cross-sectional diameter of the element is 5 mm and the density of the soil skeleton $\rho_d = 1.45 \text{ g/cm}^3$. The method of the tray experiment is given, in particular, the method of preparing soil paste, the characteristics of the tray and the loading system are described, the equipment, technology and performance of soil base reinforcement are presented. Graphs of static tests at all reinforcement ratios of soil base reinforcement, including the development of settlements in time and the effect of unloading, are outlined. Photos of the "weak artificial soil base reinforced with vertical SCE – rigid strip stamp" system are shown before, during and after the experiment. Graphs of the dependence of the settlements of the soil base under the stamp on the pressure were analyzed. It was established that with the specified parameters of the soil base and the height of the reinforcement, the values of the first and second critical pressures of the "reinforced soil base – rigid stamp" system increase depending on the percentage according to the linear graph. Empirical dependences of the values of the first and second critical pressures on the base depending on the percentage of its reinforcement are approximated.

Chapter 3 comprehensively shows a series of cycles of field geodetic observations of multi-story brick buildings with strip foundations on SCE reinforced bases. In particular, the engineering and geological conditions of the sites, constructive solutions of the soil bases and foundations of the building and its above-ground part are described. Photos of the process of reinforcing the base with SCE made by drilling-mixing technology and the arrangement of the buffer cushion strip monolithic foundations etc. are given. The established deformational marks are shown. The principles of arrangement and placement of marks, connecting points are described. The scheme of geometric leveling with placement of marks is presented. New research data on the development of actual deformations of weak clay soil bases reinforced with vertical SCE over time have been obtained. According to the results of field geodetic observations, visual graphs of the development of minimum, maximum and average settlements of deformational marks in time are given, combined with the graphs of construction and exploitation of the building. The final

values of stabilized absolute and relative settlements, epuras of deformational marks are given. The obtained results of settlements, the proportion of the amount of settlement during the periods of construction, installation, occupancy and exploitation were analyzed. The effectiveness of the use of soil cement under the conditions of soils with a high content of organic substances has been confirmed.

Chapter 4.1 provides a test modelling of tray experiment with usage of the finite element method (FEM). The FEM simulation in a spatial (3D) setting was carried out using an ideal elastic-plastic soil model with the Coulomb-Mohr strength criterion and a model of isotropic soil compaction (Hardening soil model). Possible types of soil behavior models are described. Modeling of bases without SCE reinforcement and with different reinforcement ratios with a depth of elements of 100 mm and a diameter of elements of 6 mm with variation of the value of the reinforcement ratio was carried out.

Two calculation options were performed, based on the method of setting soil-cement elements: the first – with modeling by volumetric elements and a step-by-step assignment of soil extraction, filling of wells with soil cement, installation of a pillow, stamp and gradual loading; the second – with pile elements (as embedded beam) modeling with step-by-step setting of stages of pile installation and load application. The accepted procedures and parameters of setting the finite element mesh and calculation are described. The dependences of the settlements of the soil base of the stamp on the pressure on the base were obtained according to various models of the behavior of the soil and soil-cement elements. The graphs of settlements according to both calculation models (according to both variants of the SCE modeling) for the non-reinforced base of the stamp and variable parameters of the reinforced soil base are given. Values of the first and second critical pressures on the base are given. Graphs of settlements due to pressure, cross-sections with visualization of the settlements of the base are given.

Chapter 4.2 gives the initial data and methods of SSS modeling of the system "building - strip foundation - weak base, reinforced with soil-cement elements" with the setting of base stiffness coefficients. Compiled and visualized spatial schemes of

system structures. The algorithm for determining the stiffness coefficients of the base and the stiffness coefficients of the reinforcement elements are given. New research data on changes in the SSS of the system have been received. The development of deformations in the case of construction a building on a natural foundation, in the presence of layers of weak clay soils, and in comparison with the modeling of a foundation reinforced with vertical SCE was investigated by the FEM modeling in a 3D setting using the Mohr-Coulomb elastic-plastic soil model.

In Chapter 5, a comparative analysis of analytical and numerical methods for determining base settlement is carried out. Visual comparative graphs are provided. The data are presented in tabular and graphic forms according to the placement of deformational marks section by section according to the results of analytical calculations, numerical modeling and geodetic observations. Data on the implementation of work results is provided. The most accurate methods of calculating the settlement of the system "soil-cement base – foundation – building", the most optimal methods of specifying the SCE have been determined.

It was found that the soil behavior hardening soil model shows a fairly accurate coincidence of the settlement-pressure graphs, both for modeling with volumetric elements and for pile elements, while the elastic-plastic model of the Coulomb-Mohr soil overestimates the settlement, and the simulation of reinforcement elements with volumetric bodies more correctly describes the distribution of soil settlements in the massif, both in the elastic and in the plastic stage of soil work. After the transition from elastic to plastic phase of the soil behavior, modeling with pile elements overestimates the bearing capacity of the vertical SCE reinforced soil base and the use of the Coulomb-Mohr model does not give a difference for the elastic part of the graph when using different percentages of reinforcement.

Key words: vertical soil base reinforcement, drilling-mixing method, vertical soil-cement element, reinforcement ratio, long-term geodetic observations, soil-cement soil base, tray experiment, finite element method, settlements, weak soil base, strip foundations, numerical simulation, stress-strain state.

ГОЛОВНІ ДРУКОВАНІ ПРАЦІ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Винников Ю.Л., Гранько О.В., Раздуй Р.В., Суходуб О.В. Результати оцінювання технічного стану надбудованих будівель на фундаментах, які влаштовані без виймання ґрунту. *Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури*. № 53. Одеса : Зовнішрекламсервіс, 2014. С. 67–72.
2. Vynnykov Y.L., Miroshnychenko I.V., Razduy R.V., Zotsenko V.L. The simulation of deformed state system «reinforced base – strip foundations». *Energy, energy saving and rational nature use : coll. of scient. art.* №2 (3). 2014. Radom : Kazimierz Pułaski University, 2014. P. 74–80.
<http://reposit.nupp.edu.ua/handle/PolNTU/13943>
3. Vynnykov Yu., Aniskin A., Razdui R. Tray research of the strain state of soil bases reinforced by soil-cement elements under the strip stamp. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava : National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, 2019. №53. P. 90–97. **Фахова**.
<https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1898>
4. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Раздуй Р.В. Осідання у часі будівель і споруд на армованих ґрунтоцементними елементами основах. *Збірник наукових праць за матеріалами III Міжнародної азербайджансько-української науково-практичної конференції «Building Innovations – 2020»* (Баку, Полтава, 1–2 червня, 2020). Полтава : НУПП ім. Юрія Кондратюка, 2020. С. 103–105.
5. Раздуй Р.В., Винников Ю.Л. Порівняння результатів лоткових досліджень деформованого стану армованих ґрунтоцементними елементами основ під жорстким стрічковим штампом та їх моделювання у 2D версії ПК PLAXIS. *Восьма ювілейна міжнародна науково-технічна конференція студентів, аспірантів і молодих учених, присвячена 20-річчю ради молодих вчених Дніпропетровської області «Молодь: наука та інновації 2020»* (Дніпро, 26–27 листопада, 2020). Дніпро : НТУ «Дніпровська політехніка», 2020.
6. Раздуй Р.В. Результати моделювання лоткових досліджень деформованого стану основ, армованих ґрунтоцементними елементами. *Тези*

73-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 21 квітня – 13 травня, 2021). Том 1. Полтава : НУПП ім. Юрія Кондратюка, 2021. С. 308–311.

7. Винников Ю.Л., Раздуй Р.В. Сумісний розрахунок системи «Будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами армування». *Збірник наукових праць за матеріалами XIV Міжнародної науково-практичної конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи»* (Полтава, Чернігів, 9 грудня, 2021). Полтава : НУПП ім. Юрія Кондратюка, 2021. С. 305–310.

8. Vynnykov Yu., Razdui R. The results of modeling the strain state of soil base reinforced by soil-cement elements under strip foundations of the building. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava : National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, 2021. №57. P. 74–81. **Фахова.** <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.2588>

9. Раздуй Р.В. До розрахунку осідань будівель на ґрунтоцементних основах. *Тези 74-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»* (Полтава, 25 квітня – 20 травня, 2022). Том 1. Полтава : НУПП ім. Юрія Кондратюка, 2022. С. 164–166.

10. Винников Ю.Л., Раздуй Р.В., Аніскін А. Аналіз методів розрахунку осідань ґрунтоцементних основ на прикладі лоткового експерименту. *Збірник наукових праць за матеріалами XIV Міжнародної науково-технічної конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану»* (Полтава, 20–22 червня, 2022). Полтава : НУПП ім. Юрія Кондратюка, 2022. С. 135–138.

11. Vynnykov Yu., Razdui R. Comparative analysis of calculation models of soil behavior on the example of the tray experiment's modeling. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*. Poltava : National University “Yuri Kondratyuk Poltava Polytechnic”, 2022. №58. P. 66–73. **Фахова.**

<https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.3081>

12. Vynnykov Yu., Razdui R., Onyshchenko V., Aniskin A. Settlements of Buildings on Soil–Cement Base. Lecture Notes in Civil Engineering. 2023. Vol. 299. P. 321–333. **Scopus**.

https://doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1_26.

13. Раздуй Р.В., Винников Ю.Л. Достовірність моделювання системи «природний масив ґрунту – ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – цегляна будівля». 82-а міжнародна науково-практична конференція «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту» (Дніпро, 20–21 квітня, 2023). Дніпро : УДУНТ, 2023. С. 367–369.

14. Раздуй Р.В., Винников Ю.Л. До вибору моделей поведінки ґрунту при армуванні основи вертикальними ґрунтоцементними елементами. 16-а міжнародна науково-практична конференція молодих вчених, аспірантів і студентів «Перспективи розвитку будівельних технологій» (Дніпро, 28 квітня, 2023). Дніпро : НТУ «Дніпровська політехніка», 2023. С. 6–10.

15. Раздуй Р.В. Порівняння методик та моделей розрахунку осідань основ, покращених ґрунтоцементом. Тези 75-ї наукової конференції професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (Полтава, 2–25 травня, 2023). Том 1. Полтава : НУПП ім. Юрія Кондратюка, 2023. С. 170–171.

16. Винников Ю.Л., Раздуй Р.В. Порівняння осідань ґрунтоцементних основ будівель, визначених аналітично та тривалими геодезичними спостереженнями *Problems of Emergency Situations: Матеріали Міжнародної науково-практичної конференції* (Харків, 18 травня, 2023). Харків : Національний університет цивільного захисту України, 2023. С. 26–27.

17. Раздуй Р.В., Винников Ю.Л. Результати комплексних досліджень армованих ґрунтоцементними елементами основ, виготовлених за бурозмішувальною технологією. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. № 23. Дніпро : УДУНТ, 2023. С. 66–78. **Фахова**.

<https://doi.org/10.15802/bttrp2023/281152>.

18. Vynnykov Y., Razdui R. Comparison of settlements of buildings on soil-cement soil bases determined analytically and by long-term geodetic observations. *Construction Technologies and Architecture*. 2023. Vol. 9. P. 39–47.

<https://doi.org/10.4028/p-x7fhpi>

ЗМІСТ

ВСТУП.....	17
1 СУЧАСНИЙ СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ	23
1.1 Аналіз геотехнічного досвіду використання ґрунтоцементу за умов слабких ґрунтів	23
1.1.1 Проблематика проектування та експлуатації фундаментів будівель і споруд на слабких ґрунтах	23
1.1.2 Особливості методів покращення природних основ шляхом армування ґрунту й аналіз лабораторних досліджень.....	25
1.2 Недоліки нормативних методик розрахунку осідань системи «ґрунтоцементна основа – фундамент – споруда»	36
1.3 Сучасні чисельні методи оцінювання напружено-деформованого стану природних і штучних основ у складі системи «основа – фундамент – будівля».....	41
1.4 Висновки за розділом 1. Мета та завдання дослідження	44
2 ЛОТКОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ АРМОВАНИХ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ОСНОВ ПІД ЖОРСТКИМ СТРІЧКОВИМ ШТАМПОМ.....	48
2.1 Планування та методика лоткового експерименту.....	48
2.2 Результати лоткових досліджень слабких глинистих основ з жорстким стрічковим штампом під ступеневим навантаженням	57
2.3 Результати лоткових досліджень взаємодії армованих ґрунтоцементними елементами основ з жорстким стрічковим штампом	58
2.4 Аналіз дослідних залежностей першого та другого критичного тисків армованих основ від параметрів армування основи.....	65
2.5 Висновки до розділу 2	69
3 РЕЗУЛЬТАТИ ГЕОДЕЗИЧНИХ СПОСТЕРЕЖЕНЬ ЗА БУДІВЛЯМИ З СТРІЧКОВИМИ ФУНДАМЕНТАМИ НА АРМОВАНИХ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ОСНОВАХ.....	70
3.1 Інженерно-геологічні умови дослідних ділянок.....	70
3.2 Конструктивне рішення основ і фундаментів будівлі.....	74

3.3	Методика геодезичних спостережень за розвитком осідань дослідної будівлі зі стрічковими фундаментами на армованих ґрунтоцементними елементами основах	80
3.4	Результати тривалих геодезичних спостережень за розвитком осідань досліджуваної будівлі зі стрічковими фундаментами на армованих ґрунтоцементними елементами основах.....	84
3.5	Аналіз результатів геодезичних спостережень за розвитком осідань дослідної будівлі зі стрічковими фундаментами на армованих ґрунтоцементними елементами основах.....	90
3.6	Висновки до розділу 3	91
4	ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ АРМОВАНИХ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ СЛАБКИХ ГЛИНИСТИХ ОСНОВ СТРІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ.....	93
4.1	Тестове моделювання лоткових досліджень напружено-деформованого стану армованих ґрунтоцементними елементами основ скінченноелементними моделями ґрунтового середовища.....	93
4.1.1	Вихідні дані та методика моделювання для теоретичних розрахунків лоткових досліджень напружено-деформованого стану армованих ґрунтоцементними елементами основ	94
4.1.2	Результати моделювання лоткових досліджень напружено-деформованого стану армованих ґрунтоцементними елементами основ.....	100
4.1.3	Результати моделювання напружено-деформованого стану армованої ґрунтоцементними елементами основи стрічкового штампуг при їх варіативному розміщенні у плані	112
4.2	Оцінювання напружено-деформованого стану системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» моделлю ґрунту на пружній основі.....	121
4.2.1	Вихідні дані та методика моделювання для теоретичних розрахунків напружено-деформованого стану системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»	122

4.2.2	Результати моделювання напружено-деформованого стану системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами».....	128
4.3	Оцінювання напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» скінченноелементними моделями ґрунтового середовища.....	132
4.3.1	Вихідні дані та методика моделювання для теоретичних розрахунків напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»	133
4.3.2	Результати моделювання напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»	136
4.4	Висновки до розділу 4	145
5	ПОРІВНЯННЯ ТА АНАЛІЗ МЕТОДИК ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАНЬ СИСТЕМИ «ГРУНТОЦЕМЕНТНА ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – БУДІВЛЯ»	146
5.1	Розрахунок осідань основ об’єкту аналітичними методами	146
5.2	Порівняння розрахунку осідань об’єкту моделюванням МСЕ та аналітичними методів із даними довготривалих геодезичних спостережень ..	153
5.3	Впровадження основних результатів досліджень	161
5.4	Висновки до розділу 5	162
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	164
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ.....	166
	ДОДАТОК А ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ РОЗРІЗИ ДОСЛІДНОЇ ДІЛЯНКИ	184
	ДОДАТОК Б ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ОСНОВНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	188

ВСТУП

Актуальність теми. Необхідність удосконалення методів проектування за несприятливих ґрунтових умов є актуальною геотехнічною проблемою. До найпоширеніших складних геотехнічних умов та явищ, як відомо, відносять ґрунти з особливими властивостями (слабкі, просадочні та ін.), наявність підземних комунікацій і щільної забудови, неоднорідність ґрунтового масиву в плямі забудови, негативні інженерно-геологічних процеси та ін.

За складних геотехнічних умов зростає ймовірність розвитку наднормативних деформацій основи будівель, що викликає потребу в розрахунку осідань основи методами нелінійної механіки ґрунтів, у т. ч., із застосуванням новітніх програмних комплексів і з урахуванням взаємодії надземної частини будівлі, фундаментів та основи як єдиної системи.

У сучасному світі, передусім через щільну міську забудову, набули популярності способи покращення характеристик основ, складених ґрунтами з особливими властивостями. Одним із них є метод армування масиву вертикальними ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ) за допомогою бурозмішувальної та струменевої технологій. Ефект від такого армування основи полягає у тому, що покращуються механічні характеристики ґрунту. Таким чином підвищується несуча здатність і зменшується деформативність.

Поліпшення основ ґрунтоцементом є одним з ефективних напрямків зниження вартості фундаментобудування. Надійність, економічність, невеликі енергоємність і матеріаломісткість – це основні показники, які обґрунтовують актуальність досліджень використання ґрунтоцементу при влаштуванні основ і фундаментів. Цей вид армування достатньо апробований при підсиленні слабких основ плитних фундаментів. Однак, ще не достатньо вивчене питання ефективності армування ГЦЕ й залежності осідань основ від тиску стрічкових фундаментів багатопверхових цегляних будівель. Також існує необхідність у розв'язанні питання про оптимальну глибину армування основи цього типу фундаментів залежно від ширини їх подошви.

Отже, необхідні комплексні лабораторні, натурні та теоретичні дослідження напружено-деформованого стану (НДС) слабких основ, армованих вертикальними ГЦЕ за бурозмішувальною технологією, з урахуванням взаємодії основи, фундаменту та надземної частини будівлі.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Дисертація виконувалась за держбюджетними темами «Енергоефективні конструктивні рішення елементів будівель» (номер державної реєстрації 0121U109497, термін виконання 2021–2022 рр.) та «Ресурсоекономні конструкції та планувальні рішення сталезалізобетонних систем для споруд цивільного захисту в нових та реконструйованих будівлях» (номер державної реєстрації 0123U102068, термін виконання 2023–2024 рр.) та за науково-дослідною тематикою школи геотехніки Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

Мета роботи – оцінювання напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля».

Для досягнення поставленої мети слід розв'язати такі **задачі**:

- шляхом комплексних експериментальних досліджень армованих за бурозмішувальною технологією основ жорстких стрічкових штампів у лотку та фундаментів у польових умовах виявити характер їх НДС;
- виконати геодезичні спостереження за осіданнями будівель зі стрічковими фундаментами на армованих вертикальними ГЦЕ основах у часі;
- провести моделювання за методом скінченних елементів (МСЕ) з використанням різних моделей поведінки ґрунту й елементів армування системи «ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» та «ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп»;
- здійснити порівняльний аналіз результатів натурних, аналітичних і чисельних методів визначення осідань системи «ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» та «ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп»;

– визначити найбільш достовірні способи оцінювання НДС системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля» чисельними методами для інженерних розрахунків і теоретичних досліджень.

Об'єкт дослідження – взаємодія складових системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля» на різних стадіях її роботи.

Предмет дослідження – закономірності змін НДС системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля» в процесі зведення та експлуатації будівлі за складних геотехнічних умов.

Методи дослідження: штампові лабораторні випробування ґрунтових основ у лотку; стандартні лабораторні методи визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів; статистичні методи обробки результатів досліджень; геодезичні спостереження за осіданнями будівель на армованих основах; чисельне моделювання НДС армованої основи МСЕ в просторовій (3D) постановці із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту та моделі ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту Hardening soil model.

Наукова новизна одержаних результатів полягає в наступному:

– дістали подальшого розвитку дослідні залежності першого та другого критичного тисків від відсотка армування основи ґрунтоцементними елементами для стрічкових фундаментів за умов слабких глинистих ґрунтів;

– отримано нові дослідні дані розвитку в часі осідань армованих вертикальними ГЦЕ слабких основ стрічкових фундаментів житлових багатоповерхових цегляних будівель;

– удосконалено загальний підхід до 3D моделювання МСЕ НДС системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ГЦЕ – стрічковий фундамент – будівля» за пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту HSM, а також при імітації ГЦЕ об'ємними тілами та пальовими елементами й

оцінено її достовірність порівнянням з величинами осідань натурних об'єктів.

Практичне значення одержаних результатів полягає в:

– удосконаленні методики оцінювання НДС системи «грунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» із використанням моделі ізотропного ущільнення ґрунту за способами задання вертикальних ГЦЕ паливими та об'ємними елементами;

– визначенні впливу на НДС армованих вертикальними ГЦЕ за бурозмішувальною технологією основ стрічкових фундаментів цегляних будівель відсотка їх армування, характеристик ґрунту та режиму завантаження основи.

Результати дослідження впроваджені:

– при викладанні навчальної дисципліни «Технічна експлуатація будівель і споруд міської забудови» для підготовки магістрів (другий освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво»;

– при викладанні навчальної дисципліни «Основи проектування та реконструкції захисних споруд цивільного захисту» для підготовки магістрів (другий освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво»;

– ДП «ДНДІБК» при складанні п. 9.4 «Розрахунок осідань гребель», проекту, перша редакція, ДСТУ «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення».

– ТОВ «Полтавархпроект» при проектуванні й зведенні будівель багатофункціонального торгівельного комплексу в м. Запоріжжя за адресою Оріхівське шосе, 9;

– ТОВ «НТП «АЛЬМАГРУП»» при розробленні проектів будівництва відділення подріблення основної виробничої ділянки дробильно-збагачувальної фабрики ПРАТ «Полтавський ГЗК» та будівництва багатоповерхового житлового будинку у м. Полтава за адресою вул. Пушкіна, 58-60;

– ТОВ «Фундаментбуд-3» при складанні проекту будівництва зерносховища у м. Ніжин Чернігівської області за адресою вул. Прилуцька, 89-Е.

Особистий внесок автора. Результати досліджень, включені в дисертацію, отримано автором самостійно. У публікаціях особистий внесок здобувача полягає в: [1, 3, 5, 6] – штаповими випробуваннями у лотку отримано нові дослідні залежності НДС армованих за бурозмішувальною технологією основ стрічкових фундаментів від відсотка армування основи, характеристик ґрунту, режиму завантаження основи; [4, 7, 12, 16, 17, 18] – довготривалими геодезичними спостереженнями отримано, проаналізована та систематизовано нові дані розвитку в часі осідань армованих ґрунтоцементними елементами слабких основ стрічкових фундаментів багатоповерхових цегляних будівель; [2, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 14, 15, 17, 18] – апробовано та удосконалено методику моделювання НДС системи «ґрунтоцементна основа – фундамент – будівля» за моделями Мора-Кулона та Hardening soil model; [1, 11, 13, 15, 17] – запропоновано оптимальні методики задання вертикальних ГЦЕ під час розрахунків НДС ґрунтової основи МСЕ в просторовій постановці задачі.

Апробація результатів роботи. Основні положення і результати дисертації доповідались на: 3-ій та 4-ій міжнародних азербайджансько-українських науково-практичних конференціях «Building Innovations» (Баку – Полтава, 2020–2021); 8-ій ювілейній міжнародній науково-технічній конференції студентів, аспірантів і молодих учених, присвяченій 20-річчю ради молодих вчених Дніпропетровської області «Молодь: наука та інновації 2020» (Дніпро, 2020); 14-ій міжнародній науково-практичній конференції «Академічна й університетська наука: результати та перспективи» (Полтава – Чернігів, 2021); 14-ій міжнародній науково-технічній конференції «Комплексні композитні конструкції будівель та споруд в умовах воєнного стану» (Полтава, 2022); 82-ій міжнародній науково-практичній конференції «Проблеми та перспективи розвитку залізничного транспорту (Дніпро, 2023); 16-ій

міжнародній науково-практичній конференції молодих вчених, аспірантів і студентів «Перспективи розвитку будівельних технологій» (Дніпро, 2023); Міжнародній науково-практичній конференції «Problems of Emergency Situations» (Харків, 2023); 73-ій–75-ій конференціях професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів і студентів ПолтНТУ (Полтава, 2021–2023).

Публікації. Матеріали дисертації викладено в 18 наукових роботах, у т. ч.: 1 статті у виданні, включеному до міжнародної наукометричної бази Scopus; 5 статтях у фахових виданнях; 2 статтях у закордонних виданнях; 10 працях і тезах у збірниках за матеріалами конференцій.

Об'єм роботи. Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел і додатків. Її зміст викладено на 194 сторінках, з яких 118 сторінок основного тексту, 18 сторінок списку використаних літературних джерел з 163 назв, 11 сторінок додатків. Основна частина містить 81 рисунок і 20 таблиць.

Дисертант щиро вдячний своєму науковому керівнику, д.т.н., професору Ю.Л. Винникову за корисні поради в ході роботи над дисертацією.

1 СУЧАСНИЙ СТАН ПИТАННЯ ТА ЗАВДАННЯ ДОСЛІДЖЕННЯ

1.1 Аналіз геотехнічного досвіду використання ґрунтоцементу за умов слабких ґрунтів

1.1.1 Проблематика проектування та експлуатації фундаментів будівель і споруд на слабких ґрунтах

За умов сьогодення як у світі, так і в Україні, активно ведеться будівництво на слабких ґрунтах, у т. ч. через щільну міську забудову. Нестача вільного простору та несприятливі інженерно-геологічні умови ставлять складні завдання перед проектувальниками. Тому ретельного розгляду набуває проблема проектування та будівництва на слабких ґрунтах і шляхи їх вирішення [14, 15, 22, 40, 81, 100, 111, 116].

Багаторічний досвід будівництва та експлуатації будівель і споруд показує, що при певних інженерно-геологічних умовах вони інколи отримують різкі нерівномірні осідання, котрі призводять до наднормативних деформацій і, навіть, руйнування. Подібні явища особливо часто відбуваються у районах поширення структурно-нестійких ґрунтів, до яких можна віднести лесові ґрунти, пухкі піски, певні види суглинків та глин, здатні до набухання ґрунти тощо [8, 22]. Порушення структури ґрунтів відбувається внаслідок фізичних і механічних впливів. До фізичних відносять зволоження, відтавання, суфозію, вивітрювання та ін., а основним механічним впливом на ґрунт, як відомо, є прикладення зовнішнього навантаження.

Слабкими ґрунтами вважають ті [22, 40], які за звичайної швидкості прикладення навантаження на основу втрачають свою міцність, внаслідок чого зменшується їх супротив зрушенню та збільшується стисливість. Згідно норм [13] прийнято, що слабкі ґрунти – ті, модуль деформації яких менше 5 МПа. Стисло розглянемо різновиди ґрунтів з особливими властивостями [22, 40]: слабкі; просадочні; ґрунти, здатні до набухання; ґрунти техногенного походження; ґрунти, здатні до морозного випирання. До несприятливих

інженерно-геологічних процесів віднесено [8, 40]: сейсмонебезпечні території; підтоплені території; підроблювані та закарстовані території; зсувонебезпечні території.

Уникнути розвиток наднормативних абсолютних і відносних деформацій при будівництві та експлуатації будівель і споруд на слабких ґрунтах не завжди вдається. Зокрема, особливо ретельно слід аналізувати відносні деформації основ стрічкових фундаментів [40]. При цьому неможливо заздалегідь передбачити форму деформації споруди. З цієї причини намагаються зменшувати тиск, що передається на ґрунти основи [14].

Також при використанні слабких ґрунтів у основі будівлі слід турбуватись про збереження у них напруженого стану, котрий виник після прикладення навантажень, під час усього періоду експлуатації [9, 15, 22]. Напружений стан у слабких ґрунтах може змінюватися при зведенні важких будівель та споруд біля вже існуючих, виконанні підсипки території, пониженні рівня підземних вод і т.ін.

Зведення будівель і споруд на слабких ґрунтах відбувається, переважно, з урахуванням таких загальних принципів [40]: треба уникати порушення природного стану слабого ґрунту, яке веде до різкого зниження його механічних властивостей; не дозволяється збільшення навантажень на основу під час експлуатації будівель і споруд; необхідно створювати умови для збереження однакового рівня води (влаштування протифільтраційних запон, дренажу, канал тощо); потрібно враховувати чутливість ґрунту до динамічних імпульсів і навантажень; слід враховувати величини структурної міцності ґрунту; фундаменти треба навантажувати одночасно, повільно й поступово на всій площі будівлі чи споруди; створювати умови для зменшення нерівномірності осідань.

Щодо особливостей саме проектування на слабких ґрунтах, то можливо вживати наступні заходи [22]: проектувати будівлі простої конфігурації у плані (при наявності зламів, поворотів частин будівлі у плані кути, що з'явилися, як правило, мають найбільше осідання); проектувати будівлі, котрі не змінюють

своєї поверховості у всіх частинах (блоках, секціях); задавати будівлям і спорудам будівельний підйом на величину прогнозованого осідання, тобто, розташовувати фундамент вище, ніж цього потребує нормальна експлуатація; застосовувати певні конструктивні інженерні рішення (наприклад, домкрати, пневматичні подушки, що корегують крени й осідання та ін.).

При різних видах слабких ґрунтів слід використовувати таке рішення, яке максимально підходить до саме цього ґрунту й окремо взятої проблеми, тощо [40].

Отже, з позицій геотехніки, головними недоліками слабких ґрунтів є їх висока стисливість і малий модуль деформації, через що їх використання без підсилення (зміцнення) є дуже ризикованим. Тому питання щодо покращення властивостей слабого ґрунту для того, щоб мати можливість безперешкодного його використання у будівництві та інших галузях, актуальне на даний час.

1.1.2 Особливості методів покращення природних основ шляхом армування ґрунту й аналіз лабораторних досліджень

Покращення ґрунту на сьогодні – це досить велика та важлива тема у геотехніці. Воно складається з різноманітних прийомів і методів, які адаптовані до широкого спектру проблем. З кожним роком важливість покращення ґрунту збільшується. Нові методи, інструменти та технології були розроблені й апробовані на практиці.

Ґрунтоцемент являє собою складну багатофазну систему, яка містить ґрунт і цемент, який з'єднує частинки ґрунту в моноліт. В основу практики використання ґрунтоцементу в якості матеріалу для поліпшення властивостей ґрунтів покладено їх властивість, піддаватися укріпленню портландцементом в результаті досить складних процесів гідратації та гідролізу цементу, а також хімічних і фізико-хімічних взаємодій продуктів гідролізу цементу з ґрунтом (особливо з його тонкодисперсною частиною), корінним чином змінювати свої фізико-механічні властивості та набувати досить високої механічної міцності, водо- та морозостійкості. Основними механічними параметрами ґрунтоцементу

є модуль деформації та його міцність на стиск [13, 30, 40].

Вивчати ґрунтоцемент як будівельний матеріал почали з 20-х рр. ХХ століття. Відомими вченими, котрі досліджували це питання були І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, С.І. Головка, М.Ф. Друкований, М.Л. Зоценко, В.І. Крисан, І.І. Ларцева, В.М. Митинський, О.В. Самородов, В.А. Титаренко, М.О. Харченко, В.Г. Шаповал, В.С. Шокарев, К. Andromalos, R. Alipour, D.A. Bruce, D.T. Bergado, Chau K.T., N. Denies, J. Evans, F. Gerressen, D.S. Yang, K. Kirsh, S. Larsson, C. Melegari, J.K. Mitchell, M.P. Moseley, A. Porbaha, D. Ruffing, M. Terashi, M. Topolnicki та ін. [27, 28, 30, 34, 46, 50, 51, 56, 57, 59, 60, 61, 63, 73, 74, 75, 79, 85, 89, 92, 95, 97, 99, 102, 104, 112, 118, 119, 121, 122, 124, 126, 127, 132, 133, 134, 136, 137, 138, 140, 142, 143, 146, 148, 149, 150, 151, 154, 159].

Однією з найважливіших характеристик ґрунтоцементу з точки зору його конструктивної роботи є механічна міцність і характер її зростання з часом [27, 30, 65, 106]. Найважливішими властивостями цементу, що мають найбільш вагомий вплив на ступінь закріплення ґрунтів, є: мінералогічний та хімічний склад; питома поверхня частинок; наявність в цементі домішок гіпсу, поверхнево-активних речовин, регулюючих процеси гідролізу й твердіння цементу [30, 87, 94, 151].

При проектуванні підсилення слабкої основи вертикальними ГЦЕ армування найважливішою властивістю матеріалу є його стисливість. Для дисперсних ґрунтів – це загальний модуль деформації E , для скельних ґрунтів і бетонів – модуль пружності E_y . Для закріплених ґрунтів додатково визначають їх призмову міцність R за результатами випробовувань на одноосьове стиснення [17, 19, 95].

Узагальнюючи, можна відмітити, що: для отримання ґрунтоцементу більшої міцності краще використовувати піщані ґрунти [60, 105, 151], міцність суттєво зростає, коли елемент знаходиться нижче рівня ґрунтових вод [29, 64], а тужавіння ґрунтоцементу повільніше, ніж у бетону [30, 87]. Наприклад, коли взяти для ґрунтоцементу за 100% призмову міцність при 28 добах тужавіння, то

при терміні в 90 діб ця величина складе вже до 150%; а через 2 роки – до 300% [129]. За дослідженнями наукової школи Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» (НУПП) під керівництвом професора М.Л. Зоценко [27, 28, 29, 30, 34, 40, 46, 159] для характерних лесів та лесованих суглинків Полтавського лесового плато за умови 100% призмової міцності на 28 добу, то при терміні в 90 діб ця величина складе вже 115%; а через 2 роки – 162%.

Армування основ – ефективний метод поліпшення їх механічних параметрів уведенням у масив включень з вищими порівняно з ґрунтом механічними характеристиками. Змішування ґрунту на місці використовують у геотехнічній галузі понад 50 років. Вважається, що ця техніка вперше була введена в США у 1950-х роках і отримала подальший розвиток у Європі (особливо в Скандинавії) та Японії з 1970-х років. У 1962 р. під керівництвом А.В. Силенко розроблено спосіб механізованого влаштування ґрунтоцементних фундаментів для будівель різного призначення – бурозмішувальну технологію. Цей метод пропонує рішення для ряду потреб у покращенні ґрунту для великої різноманітності видів ґрунтів [27, 34, 51, 80, 82, 95].

Армуванням ґрунту можна узагальнено визначити як будь-яку техніку, яка використовується для механічного змішування ґрунту з добавками чи без. Водночас, мета залишається незмінною: ефективне створення композиту ґрунт-реагент із покращеними властивостями, порівняно з природними ґрунтами. Цілі поліпшення часто включають вищу міцність, нижчу стисливість і меншу водопроникність порівняно з непокращеним ґрунтом [30, 34, 56]. Змішування ґрунту для геотехнічного поліпшення основи, здебільшого, виконується на місці за допомогою спеціалізованого обладнання. Найпоширенішим реагентом, який використовують у геотехнічному змішуванні ґрунту, є звичайний портландцемент. Його часто додають у суспензію на водній основі. Найпоширеніша мета покращення властивостей включає підвищення міцності та/або зниження стисливості для вирішення задач, які можуть включати підвищення несучої здатності, покращення стабільності схилу тощо.

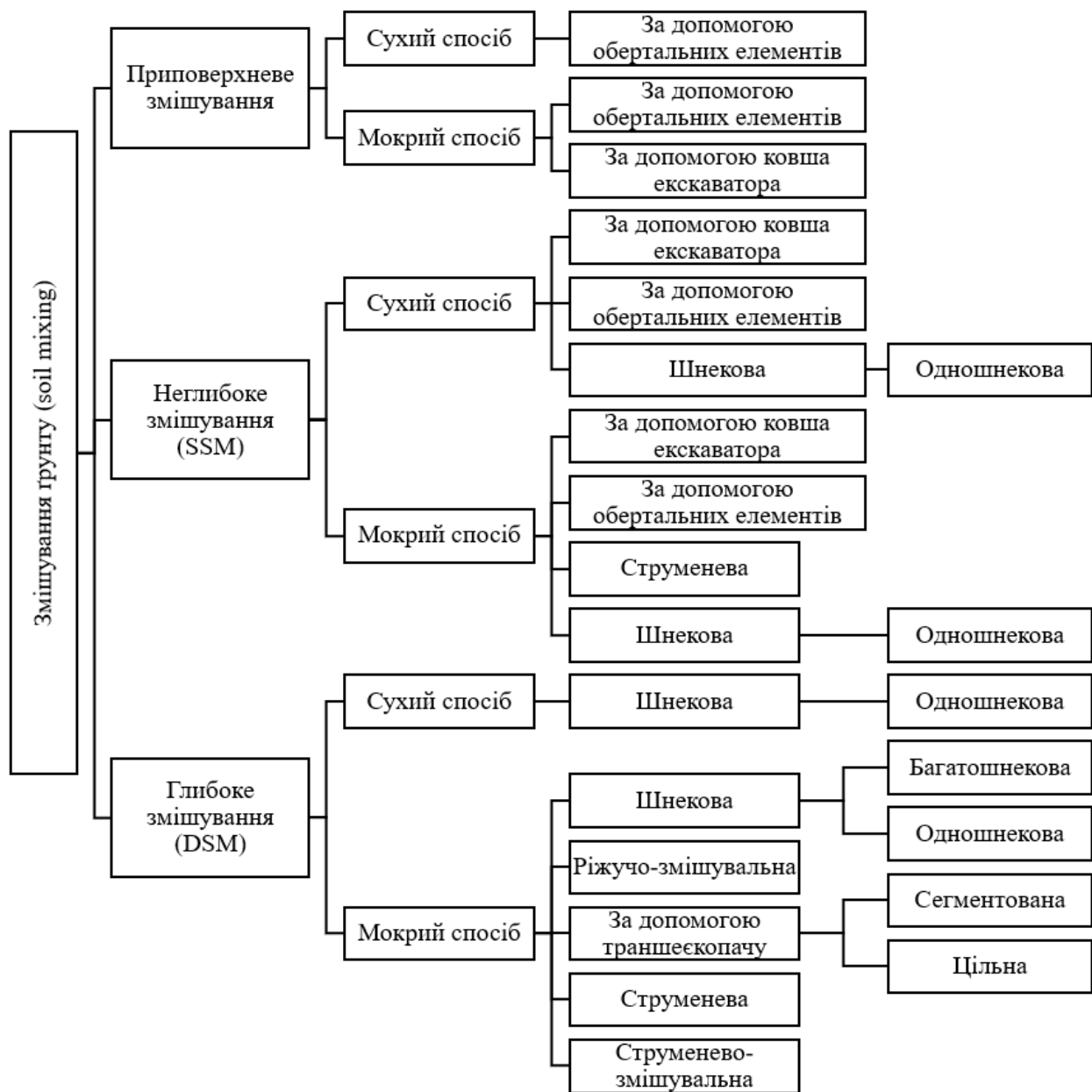


Рис. 1.1. Класифікація змішувальних методів за J. Evans та D. Ruffing

Армовані масиви класифікують залежно від конструктивних особливостей [28, 148], що й визначає модель розрахунку. За J. Evans та D. Ruffing [95] запропонована наведена на рис. 1.1 класифікація покращення ґрунту за допомогою змішувальних технологій. Армування менше, ніж 0,6 м від земної поверхні називають поверхневим змішуванням ґрунту (near surface soil mixing) та застосовується переважно для будівництва доріг та сільськогосподарських цілей. Покращення ґрунту на глибині від 0,6 м до 6 м, яке використовують для сільськогосподарських, геотехнічних та екологічних

задач, отримало визначення SSM (shallow soil mixing) – неглибоке (мілке) змішування ґрунту. DSM (deep soil mixing) відносять до застосування змішування ґрунту, яке є відносно глибоким (порівняно з SSM) і визначають авторами, як змішування ґрунту, що виконують на глибині понад 6 м під землею поверхнею. Застосування на цій глибині призначене виключно для геотехнічних, екологічних або комбінованих, тобто геоекологічних задач.

За М. Topolnicki [118, 148] розвиток технологій та обладнання, що використовують у змішуванні ґрунту важко простежити без певної загальної системи класифікації, він пропонує класифікаційну систему, котра ґрунтується на трьох основних робочих характеристиках:

- за різницею між мокрою та сухою технологіями в’язучого;
- за методом, який використовується для змішування в’язучого;
- за розташування інструменту.

Розроблена ним класифікаційна схема з розподілом обраних операційних методів, розділена з урахуванням різниці між системами, що передбачають обертання інструменту показана на рис. 1.2.



Рис. 1.2. Класифікація змішування ґрунту на основі форми в’язучого, принципу змішування та місця дії змішування за М. Topolnicki

За призначенням ІЦЕ можна розділити на: протифільтраційні завіси, огороження котлованів, закріплення ґрунтів, армування основ, влаштування та

зміцнення фундаментів [95].

Змішування ґрунту можливе аж до коефіцієнта армування 100%, тобто, до моменту, коли переміщується весь ґрунт у середині конкретного блоку. Вибране співвідношення відображає механічні можливості й характеристики застосованого методу. Залежно від мети змішування, конкретних умов об'єкта, конструкції та вартості обробки використовують різні схеми. На рис. 1.3 та 1.4 показано концептуальні моделі чи схеми армування ґрунту згідно D. Ruffing [95] та M. Topolnicki [148, 150]. Елементи можуть бути окремими, такими, що перекриваються, сусідніми дотичними, а схему виконання вибирають з урахуванням методу будівництва, обладнання та мети.

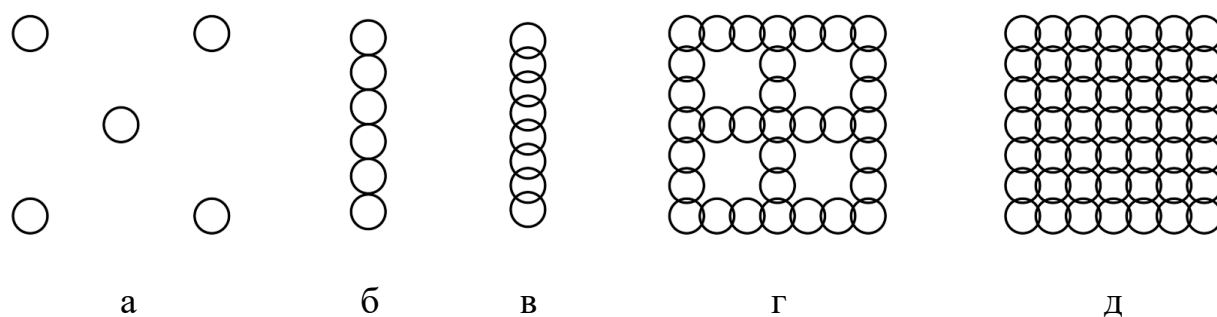


Рис. 1.3. Основні схеми армування у плані за D. Ruffing: а – окремі елементи, б – лінійні дотичні, в – лінійні перехресні, г – сітка, д – масивний блок

Квадратні чи трикутні шаблони з одиничних або комбінованих стовпців зазвичай застосовують, коли метою армування є зменшення осідання. Стіни використовують для контролю виїмки котловану, стабілізації ґрунту та захисту конструкцій з неглибокими фундаментами, а також як засіб протифільтраційна завіса. Також їх використовують для збільшення несучої здатності ґрунту проти дії горизонтальних або дотичних сил.

Стіни можуть бути побудовані з дотичними чи перекриваючими елементами, з'єднаними панелями або як траншеї ріжучо-змішувального методу. Групи елементів можна використовувати для підтримки насипів і фундаментів, щоб зменшити осідання та/або збільшити несучу здатність. Різні комбінації колон або стін також використовують для побудови сітчастих, П-подібних, круглих та ін. блоків із дотичними або перекриваючими елементами

для покращення взаємодії з природним неармованим ґрунтом. Елементи сітчастого типу вважають проміжною, економічно ефективною системою між удосконаленнями стінового та блокового типу. Повні блоки використовують для створення великих, високостабільних об'ємів стабілізованого ґрунту.

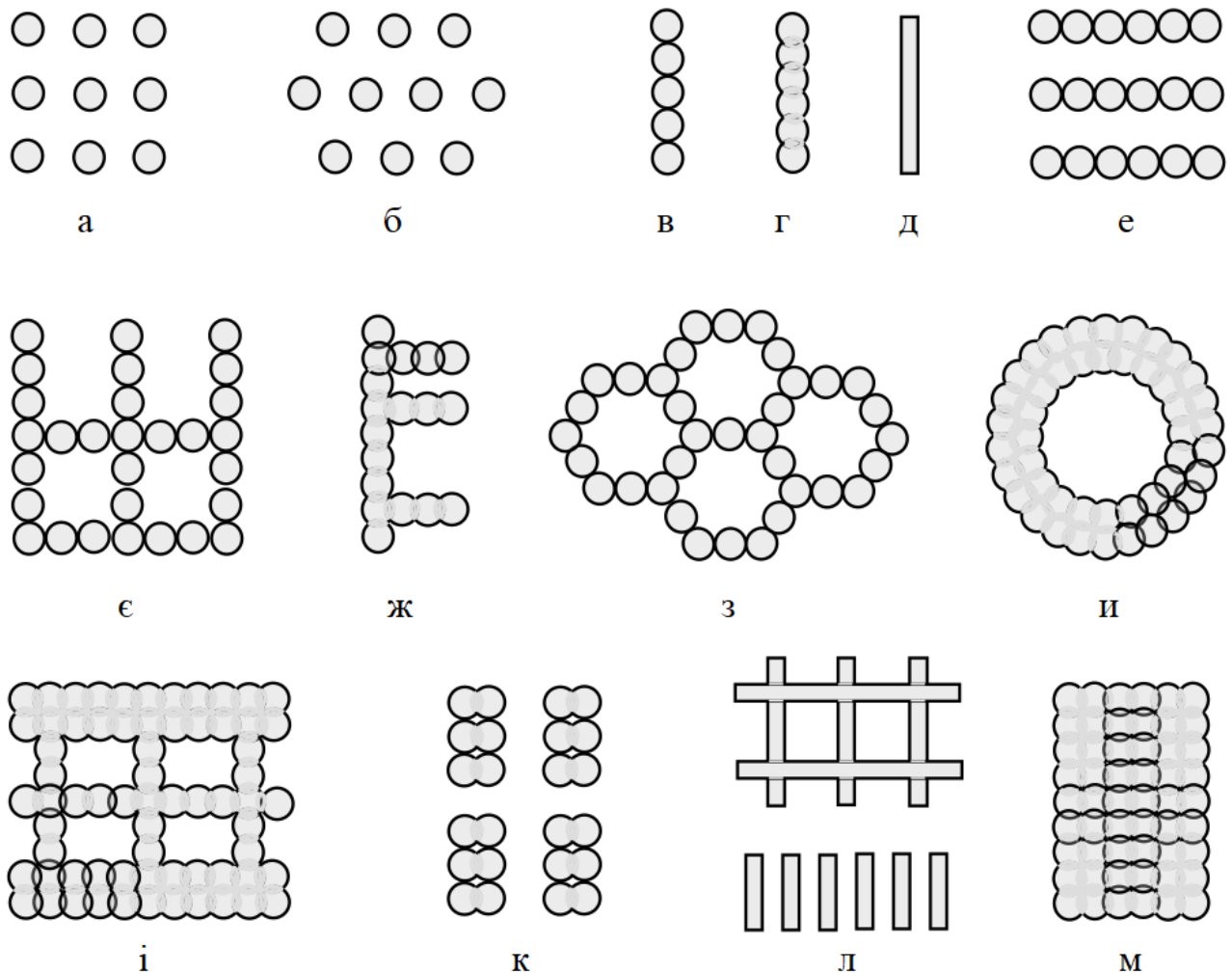


Рис. 1.4. Основні схеми армування у плані за М. Тополіські: а, б – окремі елементи (квадратне та трикутне розташування), в – дотична стіна в ґрунті, г – перехресна стіна в ґрунті, д – траншея, е – дотичні стіни в ґрунті, є – сітка, ж – перехресна стіна з контрфорсами, з – дотичні клітини, и – кільце, і – решітка, к – групові колони, л – система траншей, м – блок

В Україні в останні роки також склалася тенденція щодо розвитку сфери зміцнення основ ґрунтоцементом. Зокрема, школою геотехніки НУПІ під керівництвом М.Л. Зоценко проводяться дослідження армування основ ГЦЕ,

зокрема, виготовленими за бурозмішувальною технологією. За його висновками [27] основною перевагою ґрунтоцементних паль, котрі виготовляють бурозмішувальним методом, є їх технологічність при влаштуванні у нестійких ґрунтах. Виготовлення ґрунтоцементу за вказаним методом починають від голови палі до проектної глибини. При цьому немає необхідності у кріпленні стінок свердловини, їх надійно тримає рідкий ґрунтоцемент не залежно від положення рівня ґрунтових вод.

Загалом найбільш популярні дві методики випробування поведінки ґрунту в лабораторних умовах: перша – це проведення дослідів у лотку [37, 39, 41, 83, 88, 132, 146, 156, 157], а друга – виконання моделювання у центрифугі [109, 128]. В першому випадку можливо виконувати та моделювати різноманітні види навантажень на основу, легко вимірювати деформації та напруження в будь-якій точці масиву, а мінусом є фактор, що моделювання настільки зменшеної моделі не дозволяє у повній мірі врахувати вплив власної ваги ґрунту. З іншого боку, досліді у центрифугах дозволяють прослідкувати за якісною картиною деформування основи, але, на відміну від першого варіанту, з не достатньо точно зафіксованими значеннями деформацій.

В Японії М. Terashi та Н. Tanaka [146] досліджували поведінку зміцнення ґрунту групою ГЦЕ на базі даних тестування лабораторної моделі та польових досліджень. Були проведені випробування з коефіцієнтом армування від 13 до 32%. Розміри моделі в лабораторії варіювалися від 0,5 до 3,5 м по ширині, від 1,5 до 9,0 м за довжиною та від 1 до 4 м за глибиною. Виконано два види експериментів – встановлювали пластикову обсадну трубку, видаляли ґрунт і заповнювали заздалегідь підготовленим ґрунтоцементом, але під час першого ряду дослідів обсадну трубу залишали, в другому варіанті – витягували. Реакції елементу й навколишнього ґрунту вимірювали за допомогою тензодатчиків. Вони дійшли висновку, що крихкість регулюється ГЦЕ, а переміщення окремих ГЦЕ при максимальному навантаженні не збігалися, оскільки відбувалися прогресуюче руйнування елементів. Виявлено, що реакція ГЦЕ становила 55–80% від міцності на стиск ґрунту не залежно від величини коефіцієнту

армування a_s , тоді як для навколишнього ґрунту приблизно дорівнювала несучій здатності мілкозаглибленого фундаменту на глинистій основі. М. Terashi та Н. Tanaka [146] прийшли до висновку, що ГЦЕ на покращеному ґрунті діяли як палі з низькоміцного матеріалу, що має несучу здатність, виражену за рівнянням (1.1)

$$P_{ult} = a_s P_t + (1 - a_s) P_u = a_s P_t + (1 - a_s) N_c c_{un}, \quad (1.1)$$

де реакція елементу P_t визначається меншим значенням між несучою здатністю і міцністю на стиск елементу; N_c – це коефіцієнт несучої здатності для фундаменту мілкого закладання; c_{un} – коефіцієнт когезії неармованого ґрунту.

М. Kiatzume та ін. [109] провели серію випробувань у центрифугі, щоб дослідити вплив різних комбінацій вертикальних і горизонтальних навантажень та різної міцності елементів (цементу) на поведінку від руйнування елементу з високим коефіцієнтом армування – 79%. Елементи були підготовлені окремо, всередині акрилових труб із внутрішнім діаметром 20 мм і довжиною 250 мм. Суміш була виготовлена з глини та портландцементу із подальшим заливанням всередину труб і вібрацією на вібростолі протягом кількох хвилин. Елементи витягували після 7 діб, а потім залишали на 2 тижні твердіння при кімнатній температурі у вологому стані. Отримані результати під час випробувань на вертикальне навантаження співпадали із висновками М. Terashi та Н. Tanaka. Також доведено, що різні характери руйнування залежать не лише від зовнішнього навантаження, але й від розташування кожного окремого елементу.

М. Bouassida та А. Porbaha [70] проводили моделювання для визначення граничної несучої здатності зміцненого ґрунту при коефіцієнті армування основи 18,8% із різною міцністю елементів. Як основа використано шар слабкої глини, а нижній дренажний шар виконано з піску. Методика встановлення елементів відповідала дослідом М. Kiatzume. Відповідно до результатів коефіцієнт несучої здатності обмежено величиною (1.2)

$$\frac{Q^*}{c_{us}S} \geq 4 + 2\eta(K_c - 1), \quad (1.2)$$

де Q^* – теоретичне граничне вертикальне навантаження при руйнуванні армованого ґрунту; c_{us} – питоме зчеплення м'якої глини; S – площа фундаменту; η – коефіцієнт армування ґрунту; K_c – коефіцієнт зчеплення ГЦЕ із ґрунтом.

Yin J.H. і Fang Z. [157] моделювали плоску деформацію, щоб оцінити несучу здатність і типові схеми руйнування матеріалу, зміцненого з коефіцієнтом армування 12,6%. Дослідним ґрунтом була морська глина, виконання елементів аналогічне до дослідів М. Terashi та Н. Tanaka. Запропоновано простий «зважений метод» і метод Бромса [95] для розрахунку несучої здатності жорсткої основи на композитному матеріалі. Зважений метод виражається у вигляді рівняння (1.3)

$$q_u = c_{uc}\alpha + c_{us}(1 - \alpha), \quad (1.3)$$

де c_{uc} і c_{us} позначають недреновану міцність на зрушення елемента армування та ґрунту відповідно; α – коефіцієнт армування.

Метод Бромса виражено як

$$q_u = 0.7c_{uc}\alpha + \lambda c_{us}(1 - \alpha), \quad (1.4)$$

де q_{uc} – необмежена міцність на стиск; λ – безрозмірний коефіцієнт зі значенням 5,5 за Bergado [132].

Загалом, Yin J.H. і Fang Z. [157] дійшли висновку, порівнюючи свої результати з отриманими значеннями з цих двох рівнянь, що їх дані добре збігаються з методом Бромса з максимальною відносною похибкою близько 15%.

М. Dhaybi та F. Pellet [91] розробили модель зменшеного масштабу для аналізу впливу на фундаменти мілкового закладання для сухого, щільного та пухкого піску. Влаштування елемента відбувалося зануренням сталеві труби в ґрунт і видаленням піску всередині труби за допомогою вакууму. Відзначено, що ГЦЕ збільшують несучу здатність фундаментів і значно зменшують осідання. Для пухкого ґрунту різке збільшення вертикального напруження

відбувається на початку при невеликому вертикальному переміщенні. Різниця між несучою здатністю через 7 і 14 діб в обох випадках (сипучий і щільний пісок) становить близько 23%.

A. Dehghanbanadaki та ін. [88] провели загалом випробування моделі для визначення вертикальної несучої здатності заторфованого ґрунту, покращеного за допомогою ґрунтоцементу при коефіцієнті армування 13,1, 19,6 та 26,2% та чотирма коефіцієнтами довжини/глибини 0,25, 0,50, 0,75 та 1,00. Застосовано метод безперервної заміни ґрунту при підготовці, ГЦЕ під час виконання встановлювали та витримували всередині ґрунту, на відміну від експериментів Yin J.H. і Fang Z. [157]. A. Dehghanbanadaki визначив граничну несучу здатність армованого ґрунту безрозмірним коефіцієнтом несучої здатності BCF , вираженим як (1.5)

$$BCF = \frac{q_u}{c_{us}}, \quad (1.5)$$

де q_u – гранична несуча здатність стабілізованого торфу; c_{us} – недренована міцність ґрунту на зрушення. За результатами дослідів несуча здатність зросла до 200, 229 і 240% відповідно для використаних коефіцієнтів армування порівняно із природним заторфованим ґрунтом.

A.S. Rashid та ін. [96] провели серію випробувань моделі, щоб дослідити поведінку руйнування армованого ґрунту при виконанні ГЦЕ з варіюванням низу елементів: до низу лабораторного лотку та при армуванні на половину глибини. Коефіцієнт армування основи склав 26%, а матеріалом для дослідів був глинистий масив. Випробування проводили аналогічно до дослідів M. Kiatzume. Для випадку проходження елементів до дна лотку, покращений ґрунт характеризувався крихкістю, що пояснюється різницею міцності між ґрунтом і ГЦЕ. Для елементів, котрі не доходили до дна лотку, матеріал ГЦЕ характеризувався пластичною поведінкою, що пояснювалося тим, що група ГЦЕ розташована на м'якому ґрунті. З аналізу фотофіксації протягом досліду помічено, що вирва осідання штампу при армування до дна розповсюджується на 100% ширини фундаменту, а при армування половини лотку – на 150%.

Уао К. та ін. [156] провели випробування моделі для оцінювання осідання фундаменту на мулистій основі, зміцненій ГЦЕ. Дослідними параметрами були глибина армування (40, 50, 60 і 100 см) і коефіцієнт армування (2,3, 5,3 і 9,3%). Виготовлену суміш наносили в ПВХ-форму шар за шаром, потім форму піднімали крок за кроком із заповненням. Автори повідомили, що осідання фундаменту зменшувалося при збільшенні довжини ГЦЕ. При максимальному тиску для цього експерименту 16,8 кПа осідання склали при вказаних вище глибинах армування 163, 146, 107 та 68 мм відповідно. Тобто, якщо взяти максимальну глибину армування за 100%, то при армуванні на 40% від максимального осідання складає 239% від максимального, при 50% – відповідно 215%, а при 60% – 157%. При запропонованих коефіцієнтах армування від меншого (2,3%) до більшого (9,3%), осідання зменшилося від 121 до 68 мм, що показало орієнтовно лінійну залежність осідання від коефіцієнту армування.

З початку впровадження технологій покращення основ ГЦЕ проведено достатню кількість досліджень, котрі стосуються фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу, визначення несучої здатності взаємодії елементів між собою тощо. Проведений ряд досліджень по взаємодії плитних фундаментів на основі, покращеній вертикальними ГЦЕ. Втім, взаємодія ГЦЕ зі стрічковими фундаментами та надземними конструкціями як системи, дослідження впливу розміщення елементів під стрічкою потребує подальшого опрацювання.

1.2 Недоліки нормативних методик розрахунку осідань системи «ґрунтоцементна основа – фундамент – споруда»

Втрата основами їх несучої здатності та інші критичні форми руйнування основ відбуваються доволі рідко. Осідання та сумісні деформації основ і споруд на ґрунтах, здатних до стиснення, виникають майже в усіх випадках. Тому завжди здійснюється розрахунок по деформаціям. Проблему осідання основ

будівель і споруд вивчали І.П. Бойко, Ю.Л. Винников, М.Н. Гольдштейн, М.Л. Зоценко, Ю.О. Кірічек, С.М. Клепиков, М.В. Корнієнко, С.Г. Кушнер, В.С. Носенко, І.О. Розенфельд, О.В. Самородов, В.Л. Сєдін, Р.О. Тімченко, Ю.Ф. Тугасенко, В.Б. Швець, С. Terzaghi, L. Prandtl та ін. [28, 31, 35, 52, 53, 76].

Як відомо, осідання земної поверхні (згідно норм [13]) – це вертикальні переміщення поверхні (контактної з фундаментами чи земної) за рахунок деформацій ґрунтів, що виникають внаслідок процесів, не пов'язаних з навантаженнями від фундаментів будівель – видобутку корисних копалин, зміни гідрогеологічних умов, карстово-суфозійних процесів, тощо.

Спочатку розглянемо фактори, котрі призводять до осідань основ фундаментів. За С.Г. Кушнером [35] осідання основи фундаменту залежить від: величини навантажень, що передається на фундамент від споруди, сусідніх споруд, навантаження на поверхні (підлогах, прилеглих територіях та ін.) і розподільчій здатності основи; умов у площині контакту фундаменту й ґрунту; розмірів, жорсткості, форми контактної поверхні та глибини закладення фундаменту; глибини стислої товщі основи; розмірів пластичних зон під фундаментами; структури й текстури ґрунту; характеристик деформативності та інших властивостей ґрунту; бічного тиску в ґрунті; жорсткості та розподільчої здатності споруди; характеру й швидкості навантаження (миттєве, циклічне, динамічне); впливу динамічних навантажень; порядку зведення частин споруди чи сусідніх споруд.

Осідання основи можна умовно розділити на декілька складових [35, 40]: початкове (миттєве) – виникає відразу після навантаження ґрунту основи; уповільнене (ущільнення чи консолідації) – виникає загалом через ущільнення несучого стовпу ґрунту; пластичне – зумовлене боковим розширенням несучого стовпу ґрунту та ущільненням навколо нього.

Найбільший вплив на осідання, безперечно, має тиск, який передається від споруди на основу. Та цей фактор не розглядається з позицій геотехніки, а найважливішими геотехнічними чинниками є параметрами ґрунту (зокрема, показники деформативності), форма та розміри фундаментів.

За М.Н. Гольдштейном [35] через приблизне оцінювання напружень у ґрунті, недостатню точність способів розрахункових показників стисливості ґрунтів, відмінності між інженерно-геологічними властивостями ґрунтів та його розрахунковою моделлю та ін., розрахунок осідань теоретичними методами все ще не дозволяє отримати повністю достовірні результати. Похибка між розрахунковим значенням осідання та заміряними може сягати 150% та більше. При цьому, чим менше становить розрахована величина осідання, тим більше похибка.

Як відомо, осідання визначають для розрахунку за деформаціями основ, виходячи з нормативної умови [13]

$$S \leq S_u \quad (1.6)$$

де S – спільна деформація основи і споруди (будівлі), яку визначають розрахунком; S_u – граничне значення спільної деформації основи і споруди (будівлі).

За вітчизняною нормативною документацією [12] осідання основ фундаментів рекомендовано визначати методом пошарового підсумовування

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i}) h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i} h_i}{E_{e,i}} \quad (1.7)$$

В основу методу пошарового підсумовування, зокрема, покладено такі припущення: ґрунт є суцільним, ізотропним, лінійно-деформівним тілом; осідання викликане лише впливом вертикального напруження σ_z , інші складові напружень не враховуються; бічне розширення ґрунту в основі не можливе; напруження σ_z визначають під центром подошви фундаменту; при визначенні напруження σ_z відмінністю в стискуванні окремих шарів ґрунтів нехтують; фундаменти не мають жорсткості; деформації розглядаються тільки в межах товщі, що стискується, H_c ; бічне розширення ґрунту враховується коефіцієнтом β , який дорівнює 0,8 незалежно від виду ґрунту.

Для наближеного визначення величини осідань основ фундаментів, а

також при варіантному проектуванні з метою вибору оптимальної конструкції фундаменту допускається користуватися формулою, яка базується на рішеннях лінійно-деформованого півпростору (при нижній межі стисливої товщі на глибині, де величина додаткових напружень стиску становить $0,1p$) і не потребує додаткових допоміжних таблиць і графічних побудов можна використати експрес-метод І.О. Розенфельда [12, 40]

$$S = 1,44 \frac{\eta}{1 + \eta} \frac{(p - \sigma_{zg_0})b}{E_m} \quad (1.8)$$

Вищеописані методики апробовано вітчизняною нормативною документацією. У методі пошарового підсумовування головною перевагою є достатньо висока точність, як для аналітичного розрахунку. Втім, це твердження дійсне, передусім, для стрічкових фундаментів. Основним недоліком даного методу для пальових фундаментів та фундаментів, влаштованих на армованих основах є те, що в ньому не враховується взаємний вплив елементів, їх крок, кількість паль (елементів) у групі та їх взаємодію, котрі мають значний вплив на величину осідання.

У змінах до норм [12] було використано метод, у якому ГЦЕ разом із ґрунтом розглядаються як армований масив. Основною характеристикою армованого масиву є модуль деформації, який обчислюється як середньозважений модуль деформації ґрунту та ГЦЕ.

Недоліком цього методу є умовність отриманого значення модуля деформації, адже задана варіація значень модуля деформації ґрунтоцементу лише на 3 рівнях в межах 70...90 МПа не враховує реальні значення, які можна отримати лише за дослідними даними. Також не враховується зміцнення ГЦЕ у часі, характер їх взаємодії з природним ґрунтом та умови їх розміщення «в плані» на будівельному об'єкті.

До переваг експрес-методу І.О. Розенфельда відноситься швидкість проведення розрахунків, а суттєвим мінусом є те, що можна отримати лише приблизне значення прогнозованого осідання, оскільки не враховується велика

кількість факторів. Втім, із інженерної практики, слід зауважити, що цей метод майже не використовується у наш час [32, 35, 40, 52].

Слід визначити поняття першого та другого критичного тисків на основу [40]. Перший критичний тиск p_1 відповідає закінченню фази ущільнення, коли в жодній точці основи ще не виникає граничного стану. Другим критичним тиском на ґрунт вважають граничний тиск p_2 , що відповідає повному використанню несучої здатності ґрунту й суцільному розвитку зон граничної рівноваги, а при відносно незначній глибині закладання фундаменту він супроводжується видавлюванням ґрунту. Отже, навантаження, яке відповідає p_2 призводить до повної втрати стійкості основи.

Перший критичний тиск відповідає закінченню фази ущільнення ґрунту, котрий знаходять за формулою М.П. Пузиревського

$$p_1 = \frac{\pi(\gamma d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi)}{\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \pi / 2} + \gamma d, \quad (1.9)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту; γ – питома вага ґрунту в межах глибини закладання фундаменту d .

Для ідеально зв'язних глинистих ґрунтів із малим кутом внутрішнього тертя вираз початкового критичного тиску одержують за спрощеним виразом

$$p_1 = \pi \cdot c + \gamma \cdot d, \quad (1.10)$$

де c – питоме зчеплення ґрунту; γ – питома вага ґрунту; d – глибина закладання фундаменту.

Задача з визначення другого критичного тиску була вперше розв'язана Л. Прандтлем і сформульована наступним виразом

$$p_2 = (\gamma d + c \cdot \operatorname{ctg} \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - c \cdot \operatorname{ctg} \varphi. \quad (1.11)$$

З урахуванням власної ваги ґрунту, жорсткості фундаменту та тертя ґрунту за його подошвою формули стають більш складними. Розв'язання цієї задачі були виконані В.В. Соколовським та В.Г. Березанцевим і, в цілому, використовуються в нормативних документах [12, 13] при визначенні несучої здатності основ.

Для глинистих ґрунтів, що мають невеликий кут внутрішнього тертя, з метою спрощення розрахунків приймають припущення, що $\varphi=0$. Тоді для рівномірно розподіленого лінійного навантаження можна застосувати розв'язок Л. Прандтля

$$p_2 = 5,14c + \gamma \cdot d, \quad (1.12)$$

де c – питоме зчеплення ґрунту; γ – питома вага ґрунту; d – глибина закладання фундаменту.

1.3 Сучасні чисельні методи оцінювання напружено-деформованого стану природних і штучних основ у складі системи «основа – фундамент – будівля»

Робота системи «основа – фундамент – будівля» є дуже складною. Її поведінка залежить від багатьох взаємопов'язаних факторів та явищ, загальний вплив котрих не завжди вдається оцінити із достатньою точністю [2, 3, 25, 32, 35, 43, 45, 123].

Геотехнічне моделювання часто складніше, ніж моделювання констуктивних систем із використанням таких матеріалів, як сталь, бетон, пластик або композити, оскільки властивості ґрунтів і гірських порід не настільки добре визначені та однорідні. Процес деформування ґрунтів під дією навантаження навіть при незначному тиску викликає нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями із включенням пластичної роботи ґрунтів, основи, здебільшого, складаються із інженерно-геологічних елементів з різними фізико-механічними характеристиками, а будівлі та їх підземні частини можуть мати складні форми у плані [26, 35, 40, 123].

З цього слідує, що отримання реального НДС системи «основа – фундамент – будівля», розрахунок осідань ґрунтів, у таких випадках має виконуватися переважно чисельними методами [7, 13, 32, 33, 40, 43, 44, 47, 77, 117, 123, 158]. Чисельні методи розрахунків НДС ґрунтової основи використовують процедури послідовних наближень і кроків прикладення

навантаження, мають певні спрощуючі передумови [7, 33, 123, 131, 158]. Оскільки моделювання передбачає спрощення та припущення, дуже важливо знати про ці передумови, а також про природу та наслідки цих припущень.

Найбільше поширення отримав метод скінченних елементів (МСЕ, Finite Element Method), дещо менше – метод граничних елементів (МГЕ, Boundary Element Method), метод кінцевих різниць (МКР, Finite Difference Method), метод кінцевих об'ємів (МКО, Finite Volume Method), метод згладжених часток (Smoothed Particle Hydrodynamics) та інші [7, 32, 33, 43, 117, 123, 131, 158].

Розглянемо МСЕ, оскільки він вдало підходить для задач з розвиненою неоднорідністю параметрів міцності. Порівняно з іншими варіаційними методами розрахунку він більш алгоритмічний, гнучкий при описі геометрії і граничних умов, має можливість згущення сітки СЕ, задання довільних механічних властивостей матеріалу та будь-якої послідовності навантаження [7, 33, 115, 158].

Моделювання може включати прогнозування напружень, спричинених взаємодією надземної частини та інженерних систем із ґрунтом; переміщення в результаті прикладених навантажень; розвиток тиску порової води; аналіз стійкості схилів та несучої здатності різних типів фундаментів.

Найбільш вживаними програмними комплексами, що ґрунтуються на МСЕ в геотехніці є PLAXIS, Z-Soil, котрі використовуються для аналізу деформування 2- та 3-вимірних ґрунтових масивів [117, 120, 130, 131].

Також для моделювання роботи ґрунтової основи використовуються і багатоцільові програмні комплекси, котрі створені на базі МСЕ, не спрямовані конкретно на обчислення НДС ґрунтів типу ABAQUS, ANSYS, NASTRAN, а також ті, котрі мають загальнобудівельне спрямування, але мають певний набір інструментів для моделювання ґрунтів, на кшталт SCAD, Lira-SAPR, Robot Structural Analysis тощо [32, 44, 48, 58].

Кожен із перелічених вище типів програмних комплексів має свої переваги та недоліки при обчисленні будівлі та її основи разом. Група ПК, які спрямовані конкретно на геотехніку мають дуже спрощені механізми для

моделювання та обчислення НДС саме будівельних конструкцій, але через свою профільну спрямованість підходять для задач геотехніки будь-якої складності. Група багатоцільових ПК має дуже великий набір функцій та можливостей, що ускладнює процес їх вивчення та моделювання. Група загальнобудівельних ПК проста для використання та добре обчислює НДС пластинчато-стержневих конструкцій, але має обмежені можливості по розрахункам масивів ґрунту.



Рис. 1.5. Класифікація типів програмних комплексів

При використанні спеціалізованих програмних комплексів існує велика кількість різних моделей поведінки ґрунту: ідеальна пружно-пластична модель, модель ізотропного ущільнення ґрунту, гіперпружна, гіпопружна, в'язкопружна та в'язкопластична моделі та інші (деякі моделі детальніше розглянуто у розділі 4) [3, 7, 33, 114, 120, 123, 125, 158]. Але, незважаючи на те, що сучасні ПК швидко та точно видають результати, це не означає, що реальна відповідатиме обчислень, оскільки інженеру особливо важливо не стільки вміти користуватися обчислювальними комплексами, як вибрати модель ґрунту, яка найбільш ёмко та адекватно оцінює поставлену задачу. Має бути глибоке розуміння концепцій, переваг, обмежень, а також результатів кожної моделі для кожної проблеми, що моделюється. Важливо проводити порівняння чисельних обчислень і вимірювань разом із додатковими повномасштабними експериментами, щоб переконатися в ступені реалістичності моделей, щоб налаштувати та вдосконалити їх для кожного типу різних програм моделювання [4, 5, 43, 45, 59, 78, 140, 147, 161].

Для моделювання ГЦЕ також використовується декілька підходів. Перший – це моделювання шарів ґрунту, в яких знаходяться елементи по

середньозваженим характеристикам міцності та деформативності [12, 32]. Після обчислення середньозважених значень можливо виконувати розрахунок як і скінченноелементного масиву, так і спрощено по коефіцієнтам жорсткості основи. Такий метод підходить для інженерних розрахунків, оскільки є більш швидким у використанні через швидкість моделювання та обрахунку в ПК, але його точність очевидно менша.

Другий спосіб – це моделювання ГЦЕ пальовими стержневими елементами [3, 26, 48, 66, 113, 117, 120, 147]. ГЦЕ задають як палі із заданими характеристикам відповідно до типу поведінки матеріалу та можливостей ПК. Результати обчислення НДС для такого підходу більш чітко описують роботу ґрунту [25, 33, 117].

Третій – це моделювання ГЦЕ об'ємними скінченними елементами. Цей варіант найбільш затратний по часу моделювання ті обрахунку, але його результати згідно групи досліджень мають більшу відповідність до натурних значень [3, 33, 44, 55, 62].

Отже, очевидним є необхідність використання МСЕ для сумісного розрахунку системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля». Однак, для кращого розуміння необхідно визначити найбільш оптимальні методики для моделювання армованих основ.

1.4 Висновки за розділом 1. Мета та завдання дослідження

Після аналізу сучасного стану проблеми оцінювання НДС системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами, – стрічковий фундамент – будівля», методів його визначення та аналізу використання ґрунтоцементу за умов слабких ґрунтів зроблено наступні висновки.

1. Слабкі ґрунти, зокрема й поширені на території України деградовані леси, мають ряд суттєвих недоліків, головним з яких є висока

стисливість, через що раціональна область їх використання без підсилення буде обмежена.

2. У сучасній геотехніці важливість посилення ґрунту та покращення його механічних характеристик значно збільшилася, а одним із найпопулярніших напрямів у цій галузі є використання ґрунтоцементних елементів. Висока міцність ґрунтоцементу та його довговічність можуть бути забезпечені лише за умови коректного поєднання природних властивостей ґрунту, в'язучих речовин і технології виготовлення ГЦЕ.

3. Головною перевагою змішувальних технологій улаштування елементів армування основи є економічність у виготовленні та доступність матеріалів, а головними недоліками – складність прогнозування поведінки та контролю якості ГЦЕ.

4. Наразі відсутні дані лабораторних лоткових досліджень щодо залежностей критичних тисків на армовану вертикальними ГЦЕ основу стрічкових фундаментів від коефіцієнту її армування.

5. Існує ряд методик розрахунку системи «основа – фундамент – будівля», визначення її деформацій та оцінювання її НДС, як аналітичних, так і чисельних. Методи, реалізовані в діючих нормативних документах, не повною мірою враховують технологічні особливості виготовлення ГЦЕ, їх взаємодію між собою у групі та із навколишнім ґрунтом. Методи, реалізовані в програмних комплексах для оцінювання цієї системи, при використанні ГЦЕ точніші за нормативні, але поки відсутня база для порівняння результатів натурних спостережень та аналітичних досліджень.

Звідси **мета роботи** – оцінювання напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля».

Для досягнення поставленої мети слід розв'язати такі **задачі**:

– шляхом комплексних експериментальних досліджень армованих за бурозмішувальною технологією основ жорстких стрічкових штампів у лотку та фундаментів у польових умовах виявити характер їх НДС;

- виконати геодезичні спостереження за осіданнями будівель зі стрічковими фундаментами на армованих вертикальними ГЦЕ основах у часі;
- провести моделювання за методом скінченних елементів (МСЕ) з використанням різних моделей поведінки ґрунту й елементів армування системи «ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» та «ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп»;
- здійснити порівняльний аналіз результатів натурних, аналітичних і чисельних методів визначення осідань системи «ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» та «ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп»;
- визначити найбільш достовірні способи оцінювання НДС системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля» чисельними методами для інженерних розрахунків і теоретичних досліджень.

Структурна схема досліджень, викладених у дисертації, міститься на рис. 1.6.

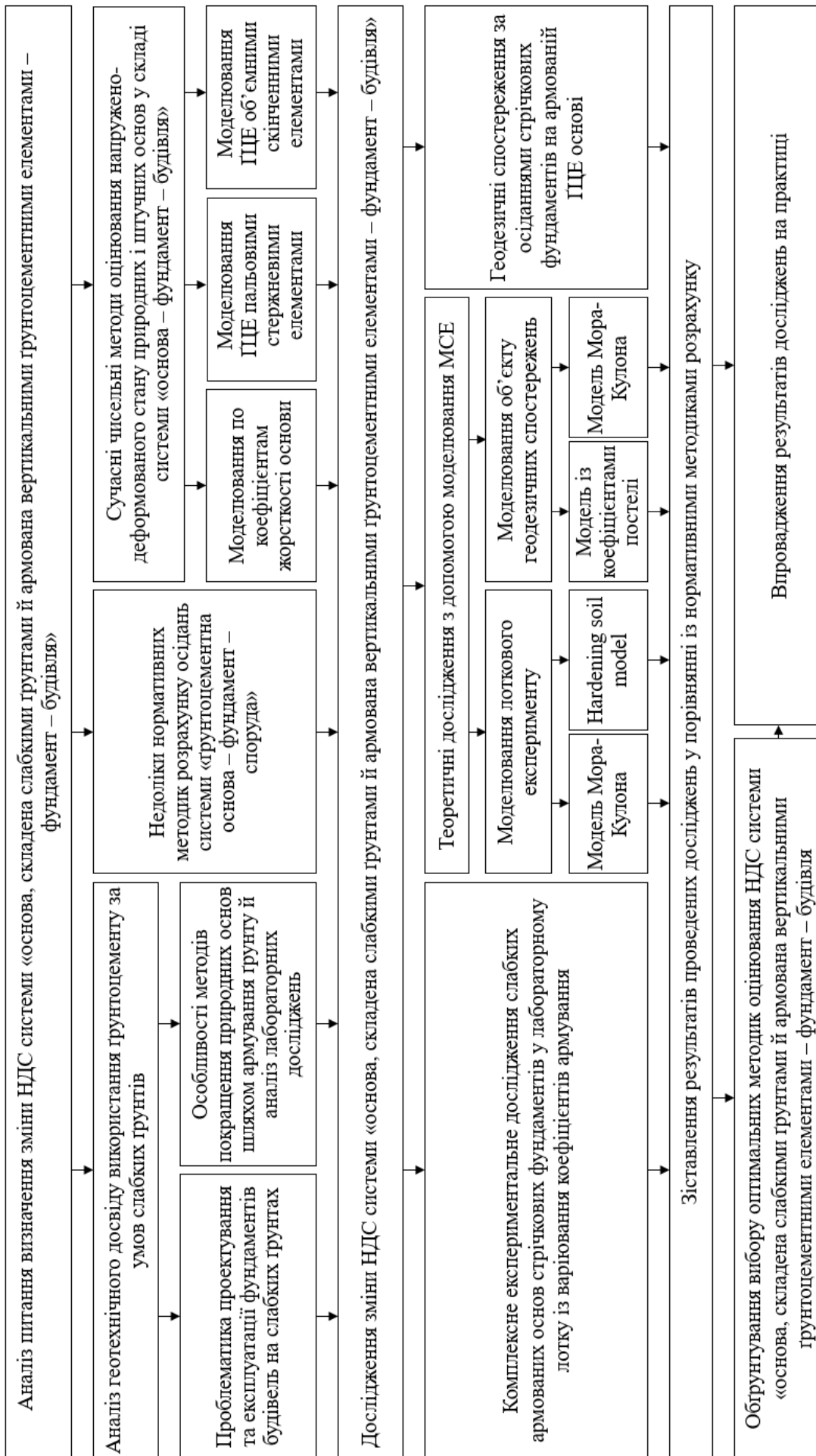


Рис. 1.6. Структурна схема досліджень, викладених у дисертації

2 ЛОТКОВІ ДОСЛІДЖЕННЯ ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ АРМОВАНИХ ГРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ОСНОВ ПІД ЖОРСТКИМ СТРІЧКОВИМ ШТАМПОМ

2.1 Планування та методика лоткового експерименту

Лоткові дослідження проведено відповідно до поставленої у висновках до розділу 1 задачі з метою виявлення закономірностей впливу зміцнення армованої вертикальними ГЦЕ ґрунтової основи. Для виконання дослідів використана лабораторія основ та фундаментів НУПІ. Для досягнення цієї мети вирішувалися такі задачі:

- дослідження деформованого стану неармованої основи;
- дослідження розвитку деформацій основ, армованих вертикальними ґрунтоцементними елементами;
- порівняння деформованого стану армованої та неармованої основ.

При моделюванні прийнято такі умови:

1. Елемент в лотковому дослідженні та реальному будівельному об'єкті, тобто ширина стрічкового штампу й стрічкового фундаменту геометрично подібні.
2. Ґрунтове середовище за фізико-механічними характеристиками наближене до природного, характерного для достатньо характерних інженерно-геологічних умов м. Полтава.

Лоткові випробування проведені в металевому лотку з прозорою передньою стінкою з оргскла металевим прямокутним штампом. Всього виконано 4 серії лоткових експериментів. В якості основи для всіх лоткових досліджень використано глинисту пасту. Результати випробувань та їх аналіз представлено в п. 2.2–2.4.

У першому випадку проведені випробування глинистих основ без армування ГЦЕ.

Інші випробування виконані при різному відсотку армування *i*

(відношення сумарного об'єму ГЦЕ до всього об'єму армованого масиву) з глибиною армування d 100 мм. Глибина армування вибрана таким чином, що ГЦЕ не виходять за межі стисливої товщі для неармованої основи. Виходячи з досвіду армування основ стрічкових фундаментів будівель вертикальними ГЦЕ, коли коефіцієнт армування, зазвичай, складає до 10% [4, 15, 34, 37, 38, 39, 41, 46], прийнято варіювання значення відсотка армування на трьох рівнях – 2,1%; 4,4% та 7,1%.

Для влаштування основи використовували глинисту пасту, назва якої відповідає суглинку важкому пилюватою, тугопластичному згідно класифікації ґрунтів [16]. Для приготування пасти був використаний природній ґрунт, відібраний у м. Полтава з котловану з глибини 4 м від поверхні планування. Лабораторними випробуваннями були визначені наступні фізичні характеристики ґрунту (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Фізичні характеристики ґрунту для приготування глинистої пасти

Назва ґрунту	ρ , г/см ³	W	W_L	W_P	I_P
Суглинок	2,68	0,205	0,369	0,224	0,145

Для отримання необхідних для експерименту характеристик ґрунту, враховуючи необхідну вологість ґрунту та його щільність, визначали відповідну кількість ґрунту (попередньо подрібненого до однорідного стану) й води для його додаткового зволоження. Всі складові ґрунтової пасти розраховували та підбирали за масою. Зволоження необхідної маси ґрунтового порошку проводили розпилювачем води з постійним перемішуванням суміші. Отриману пасту витримували в поліетиленових пакетах протягом трьох діб для рівномірного розподілення води в ґрунті. Далі пасту пошарово вкладали у прямокутний лоток з прозорою передньою стінкою. Виходячи з необхідної щільності сухого ґрунту та умов водонасичення, розраховували відповідні значення щільності та вологості зразків ґрунту для випробувань. Розраховані значення фізичних характеристик ґрунту наведені в табл. 2.2.

Фізичні характеристики глинистої пасти для заповнення лотку

Щільність сухого грунту ρ_d , г/см ³	Фізичні характеристики							
	ρ , г/см ³	W	W_L	W_P	I_P	I_L	S_r	e
1,45	1,85	0,27	0,369	0,224	0,145	0,317	0,85	0,85

Лоток для випробувань виготовлено зі сталевого листа товщиною 3 мм та посилено ребрами жорсткості із сталевих кутиків. Його передню стінку виготовлено з прозорого органічного скла товщиною 40 мм. Внутрішні розміри лотка 580×530×560 мм (рис. 2.1–2.2)



Рис. 2.1. Загальний вигляд дослідного лотка

Розміри лотка повинні мінімізувати вплив його стінок та дна на процес деформування ґрунту в основі штампа. Товщина кожного шару глинистої пасти становила 15 ± 2 мм. Її контролювали за нанесеними на стінки лотка лініями, а для візуалізації – кожний шар ґрунту біля лицьової стінки лотка був посипаний шаром крейди товщиною 1 мм. Ущільнення ґрунту проводили трамбуванням.

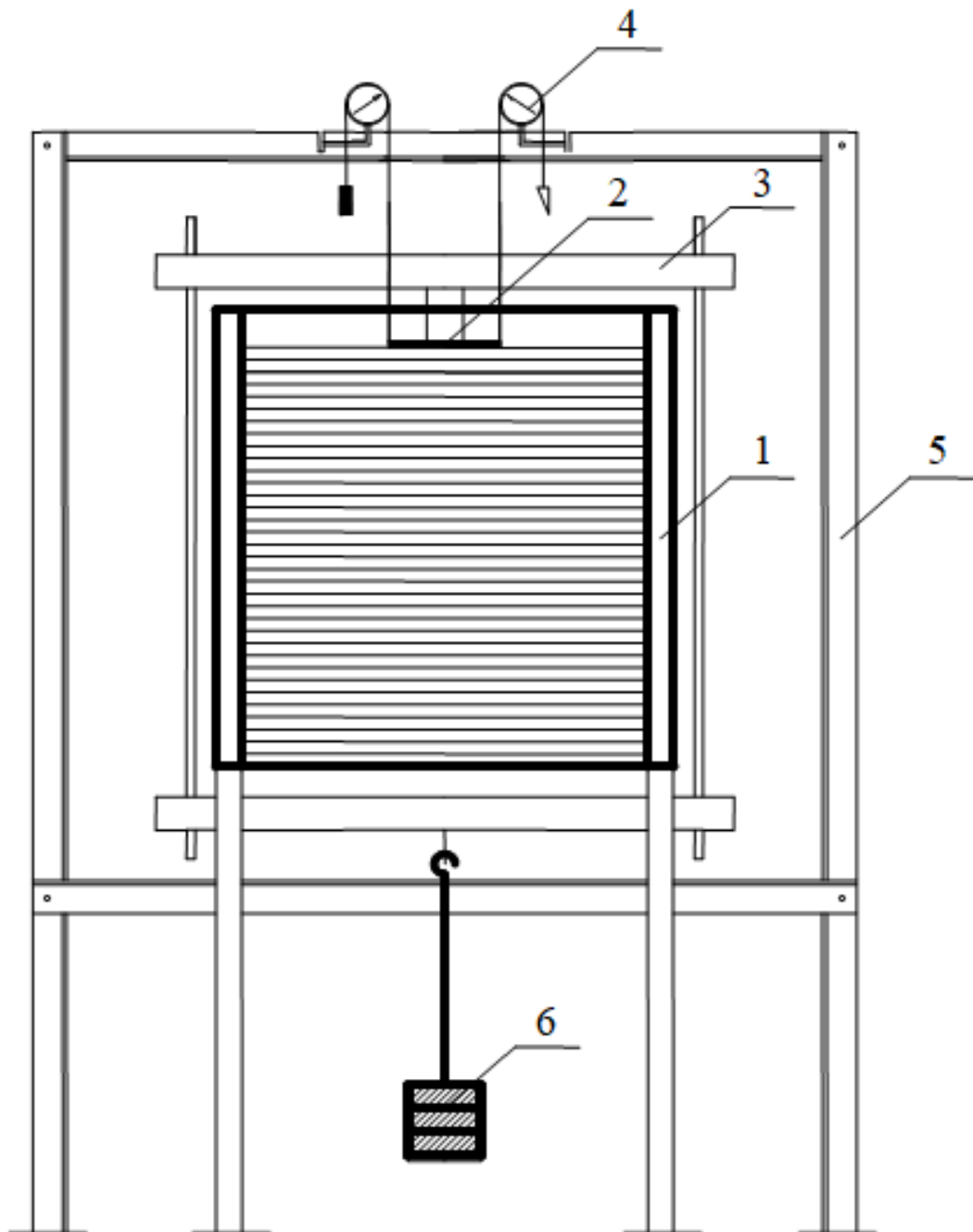


Рис. 2.2. Схема дослідного лотка:

1 – лоток; 2 – жорсткий штамп; 3 – система навантаження;
4 – прогиноміри; 5 – кутики для кріплення прогиномірів; 6 – траверса

Під час заповнення, після завершення випробування та перед наступним заповненням лотка глинистою пастою з нього відбиралися проби ґрунту для контролю його фізичних і механічних характеристик (рис. 2.3). Контроль щільності скелету ρ_d й вологості W ґрунту в кожному досліді виконували методом ріжучих кілець площею близько 40 см^2 й об'ємом 140 см^3 [21]. Слід відзначити, що за результатами такого контролю відхилення від заданого для кожного дослідного значення щільності скелету ґрунту ρ_d не перевищувало $0,05 \text{ г/см}^3$, а його вологості W – $0,03$.



а

б

Рис. 2.3. Контроль фізичних характеристик ґрунту:

а – відбір зразків ґрунту методом «ріжучих кілець»;

б – бюкси у сушильній шафі для визначення вологості ґрунту

Випробування проводилось прямокутним сталевим штампом розмірами 420×35 мм, вагою 67 Н (рис. 2.4). Навантаження на штамп передавалося через вантажну систему, яка складалася з швелеру та сталевій труби. Швелер встановлювався зверху на штамп (навантаження передавалось через сталеву призму розмірами $250 \times 35 \times 70$ мм), а до нього за допомогою двох тяжів підвішувалася труба у якості підвіски, до неї чіпляли траверсу, на яку клали таровані вантажі. Власна вага вантажної системи разом з прямокутним стрічковим штампом становила 282 Н.



Рис. 2.4. Жорсткий стрічковий штамп

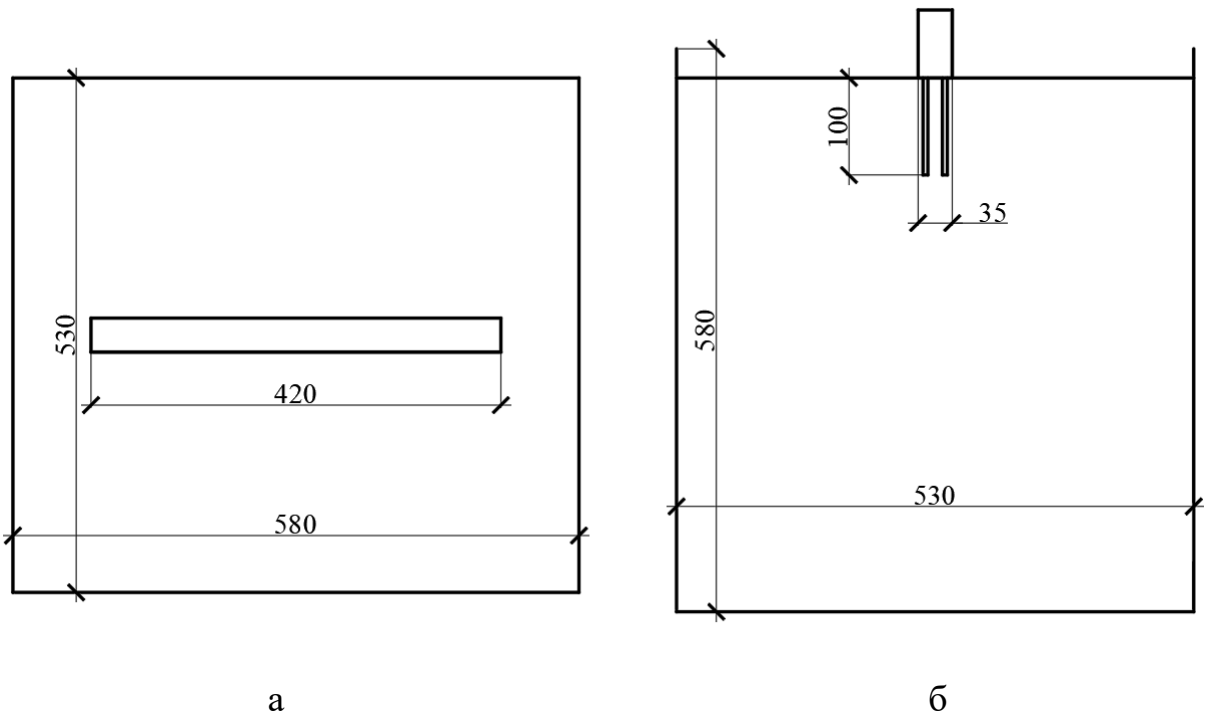


Рис. 2.5. Розміщення стрічкового штампу в лотку: а – план; б – розріз

Для створення армованої основи в основі прямокутного стрічкового штампі посередині лотка влаштовували ГЦЕ армування, виходячи з умови

рівномірного розміщення елементів за площею основи штампа (рис. 2.5). Розміри лотка, штампу та висота армування призначались з умови мінімізації впливу на НДС основи стінок і дна лотка. Напруження в масиві ґрунту затухають вище від рівня дна лотка.

При відсотку армування $i=2,1\%$ було влаштовано 16 елементів діаметром 5 мм. При цьому крок елементів армування становив: 55 мм вздовж довгої сторони штампа та 20 мм вздовж короткого боку (рис. 2.6, а).

При відсотку армування $i=4,4\%$ було влаштовано 33 елементи діаметром 5 мм. При цьому крок елементів армування становив: 25 мм вздовж довгої сторони штампа та 20 мм вздовж короткого боку (рис. 2.6, б).

При відсотку армування $i=7,1\%$ було влаштовано 54 елементи діаметром 5 мм. При цьому крок елементів армування становив: 15 мм вздовж довгої сторони штампа та 20 мм вздовж короткого боку (рис. 2.6, в).

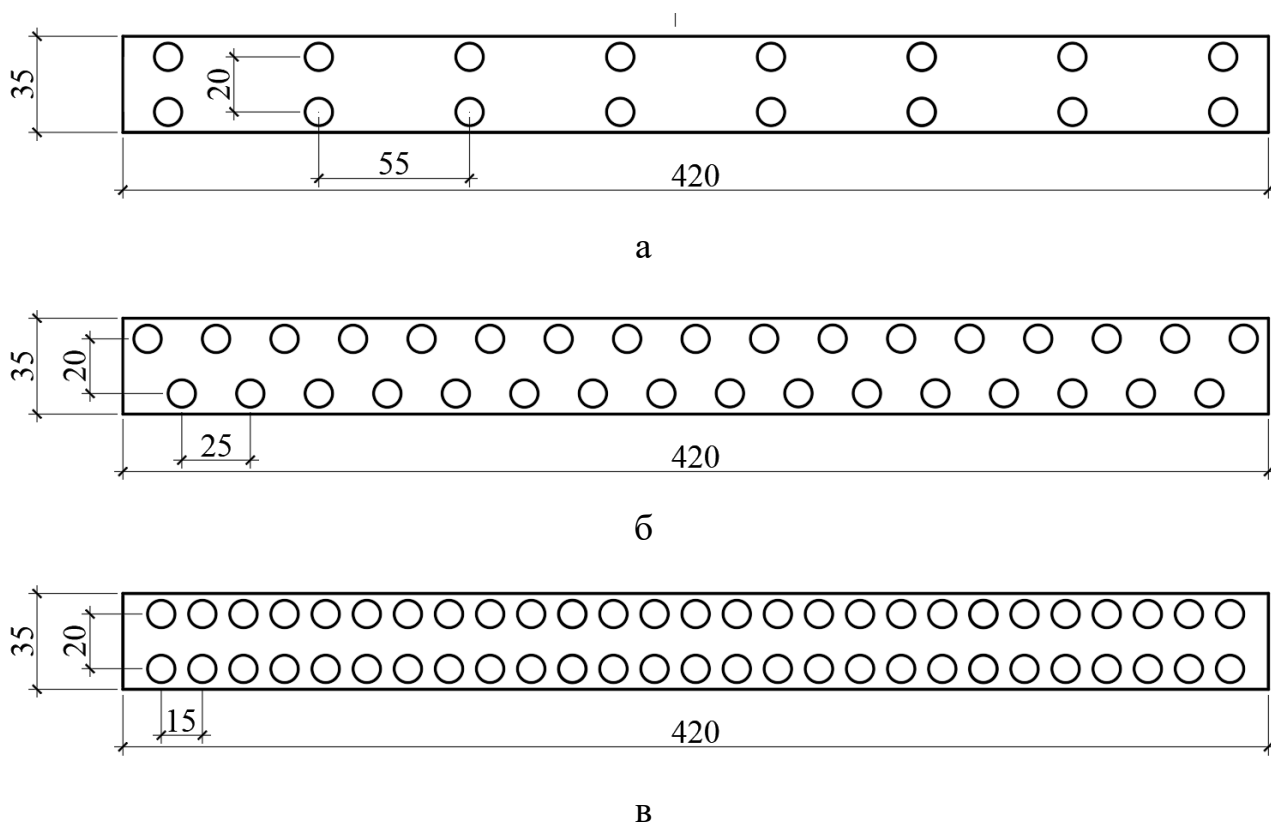


Рис. 2.6. Схема розміщення ГЦЕ армування в основі стрічкового штампу:

а – при відсотку армування $i=2,1\%$; б – при відсотку армування $i=4,4\%$;

в – при відсотку армування $i=7,1\%$

Обладнання, технологію та виконання армування основи представлено на рис. 2.7.

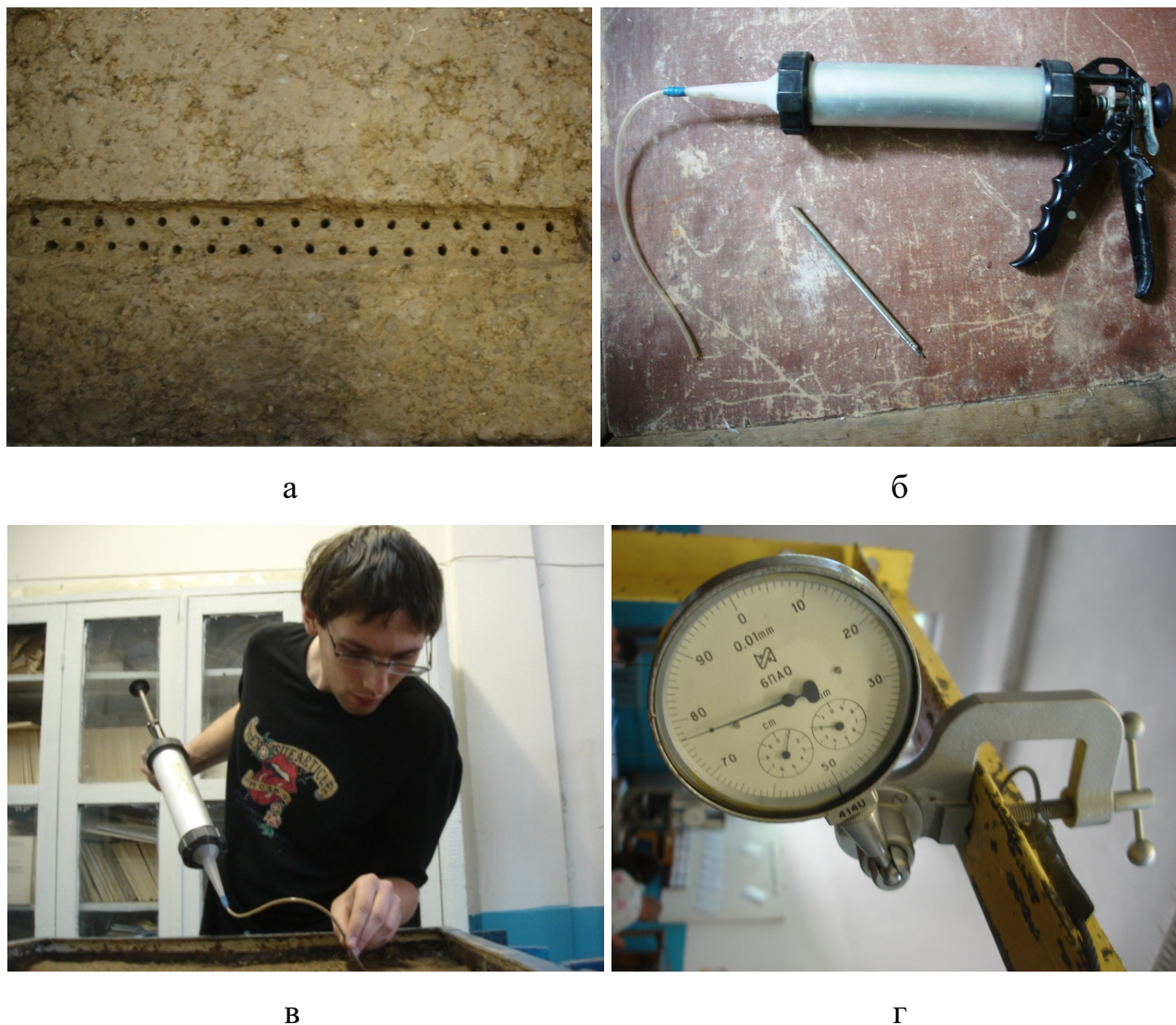


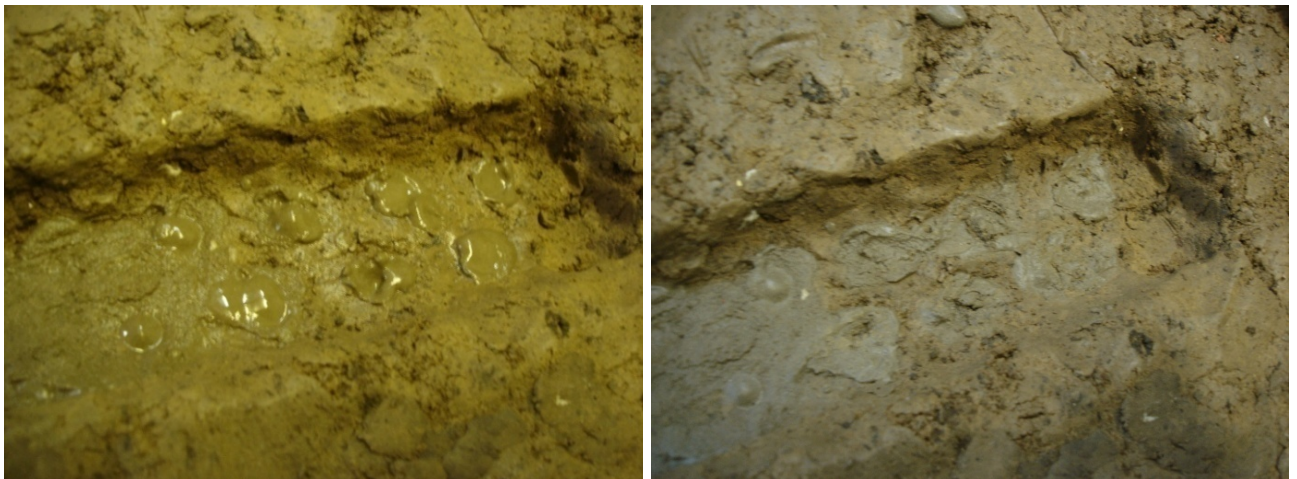
Рис. 2.7. Влаштування армованої основи в лотку: а – попередньо влаштовані бурінням свердловини; б – обладнання для влаштування свердловин; в – заповнення свердловин ґрунтоцементним розчином; г – прогиномір 6-ПАО з ціною поділки 0,01 мм для фіксації деформацій

Для виключення безпосереднього контакту між елементами армування та штампом поверх армованого масиву відсипали шар товщиною 10 мм зі щебню фракції 2–4 мм.

Вертикальні ГЦЕ виготовляли заповненням попередньо влаштованих свердловин ґрунтоцементним розчином такого складу: ґрунт (суглинок важкий

пилуватий), цемент – 20% від маси сухого ґрунту, вода з умови водоцементного співвідношення – 3:1 (для зручності заповнення свердловин), прискорювач твердіння розчину (хлорид кальцію $CaCl_2$) у кількості 1% від маси води – що дозволяло через 3 доби отримати семидобову міцність ґрунтоцементу за умов його твердіння без прискорювача.

У процесі випробувань вимірювали осідання двох діаметрально протилежних точок штампа. Для цього використовували два прогиноміри 6-ПАО з ціною поділки 0,01 мм (рис. 2.7, г). Їх закріплювали до реперної системи, виконаної з кутиків, яка ніяк не пов'язана з лотком і вантажною системою. До точок вимірювання осідань прикріплювали сталеву нитку з подальшим охопленням вимірювального ролика прогиноміра. На іншому кінці до неї підвішували вантаж для щільного прилягання струни до ролика.



а

б

Рис. 2.8. Вигляд ГЦЕ зверху:

а – одразу після влаштування; б – після набрання ґрунтоцементом міцності

Тиск на основу прикладали ступенями: початковий ступінь дорівнював власній вазі системи навантаження; кожен наступний становив приблизно 0,2 кН.

Кожен ступінь тиску витримували до умовної стабілізації осідань основи, за критерій якої приймали не перевищення осідання штампа 0,1 мм за останні 2 години спостережень.

Фіксацію деформацій проводили через 1 хв., 5 хв., 15 хв., 30 хв., 60 хв. і далі через кожні 60 хв. після прикладення наступного ступеня тиску. Дослідні дані заносили в журнали випробувань. Випробування припиняли після досягнення основою межі несучої здатності, що проявлялося в швидкому наростанні деформації без їх стабілізації.

2.2 Результати лоткових досліджень слабких глинистих основ з жорстким стрічковим штампом під ступеневим навантаженням

У процесі проведення серії штампових випробувань було отримано залежності середніх осідань основи штампа від ступенево-зростаючого тиску (табл. 2.3).

Таблиця 2.3

Розвиток осідань основи штампу при неармованій основі

Ступінь навантаження	Навантаження, кН	Тиск, кПа	Середнє осідання, мм
–	0.000	0.0	0.00
Вантажна система	0.172	11.7	0.36
1 ступінь	0.372	25.3	1.42
2 ступінь	0.572	38.9	4.50
3 ступінь	0.772	52.5	6.27
4 ступінь	0.963	65.5	10.27
5 ступінь	1.174	79.9	11.53
6 ступінь	1.370	93.2	26.29

Для основи без підсилення ГЦЕ було прикладено навантаження від самої вантажної системи та 6 ступенів. При фіксації деформацій у часі побудовано графік розвитку осідань основи штампа на кожному ступені тиску при неармованій основі (рис. 2.13). На рис. 2.9 можна побачити вигляд основи після проведення експерименту. На ґрунті вздовж місць розміщення довгої сторони штампу можна підмітити вирви осідання.



Рис. 2.9. Неармована основа після навантаження та виймання стрічкового штампу

2.3 Результати лоткових досліджень взаємодії армованих ґрунтоцементними елементами основ з жорстким стрічковим штампом

В процесі проведення серії штампових випробувань посиленої ґрунтоцементом основи штампу було отримано залежності середніх осідань основи штампа від ступенево-зростаючого тиску (табл. 2.4–2.6). При фіксації деформацій у часі побудовано графіки розвитку осідань основи жорсткого стрічкового штампа на кожному ступені тиску при армованій вертикальними ГЦЕ основі із варіативними параметрами армування.

Крім того, фотографування основи та елементів армування після проведення випробувань дозволяє наочно оцінити деформації основи (рис. 2.10–2.11).



Рис. 2.10. Армована основа після навантаження і виймання стрічкового штампу

Таблиця 2.4

Приклад розвитку осідань основи штампу при армованій основі при $i=2,1\%$

Ступінь навантаження	Навантаження, кН	Тиск, кПа	Середнє осідання, мм
–	0.000	0.0	0.00
Вантажна система	0.172	11.7	0.27
1 ступінь	0.372	25.3	0.73
2 ступінь	0.568	38.6	1.68
3 ступінь	0.768	52.2	2.36
4 ступінь	0.979	66.6	4.30
5 ступінь	1.178	80.2	6.06
6 ступінь	1.378	93.7	9.11
7 ступінь	1.578	107.3	10.98
8 ступінь	1.773	120.6	12.25
9 ступінь	1.971	134.1	17.03



Рис. 2.11. Грунтоцементні елементи армування

Таблиця 2.5

Приклад розвитку осідань основи штампу при армованій основі при $i=4,4\%$

Ступінь навантаження	Навантаження, кН	Тиск, кПа	Середнє осідання, мм
–	0.000	0.0	0.00
Вантажна система	0.172	11.7	0.08
1 ступінь	0.372	25.3	0.34
2 ступінь	0.568	38.6	1.16
3 ступінь	0.768	52.2	1.61
4 ступінь	0.979	66.6	2.40
5 ступінь	1.178	80.2	3.76
6 ступінь	1.378	93.7	4.34
7 ступінь	1.578	107.3	6.75
8 ступінь	1.773	120.6	6.97
9 ступінь	1.971	134.1	9.19
10 ступінь	2.170	147.6	10.98
11 ступінь	2.370	161.2	13.90
12 ступінь	2.570	174.8	15.20
13 ступінь	2.765	188.1	19.72

Приклад розвитку осідань основи штампу при армованій основі при $i=7,1\%$

Ступінь навантаження	Навантаження, кН	Тиск, кПа	Середнє осідання, мм
–	0.000	0.0	0.00
Вантажна система	0.172	11.7	0.11
1 ступінь	0.372	25.3	0.29
2 ступінь	0.568	38.6	0.96
3 ступінь	0.768	52.2	1.42
4 ступінь	0.979	66.6	2.08
5 ступінь	1.178	80.2	2.57
6 ступінь	1.378	93.7	3.04
7 ступінь	1.578	107.3	4.06
8 ступінь	1.773	120.6	5.24
9 ступінь	1.971	134.1	7.77
10 ступінь	2.170	147.6	9.74
11 ступінь	2.370	161.2	11.86
12 ступінь	2.570	174.8	13.08
13 ступінь	2.765	188.1	15.69
14 ступінь	2.965	201.7	17.05
15 ступінь	3.165	215.3	19.44
16 ступінь	3.365	228.9	24.41

Рис. 2.12 ілюструє залежності осідання основи жорсткого прямокутного стрічкового штампа при ступеневому завантаженні від тиску. Крива (1) показує збільшення осідання неармованої основи від тиску на ґрунт, інші відображають залежності для армованої основи з відсотками армування: 2,1% (2); 4,4% (3) та 7,1% (4).

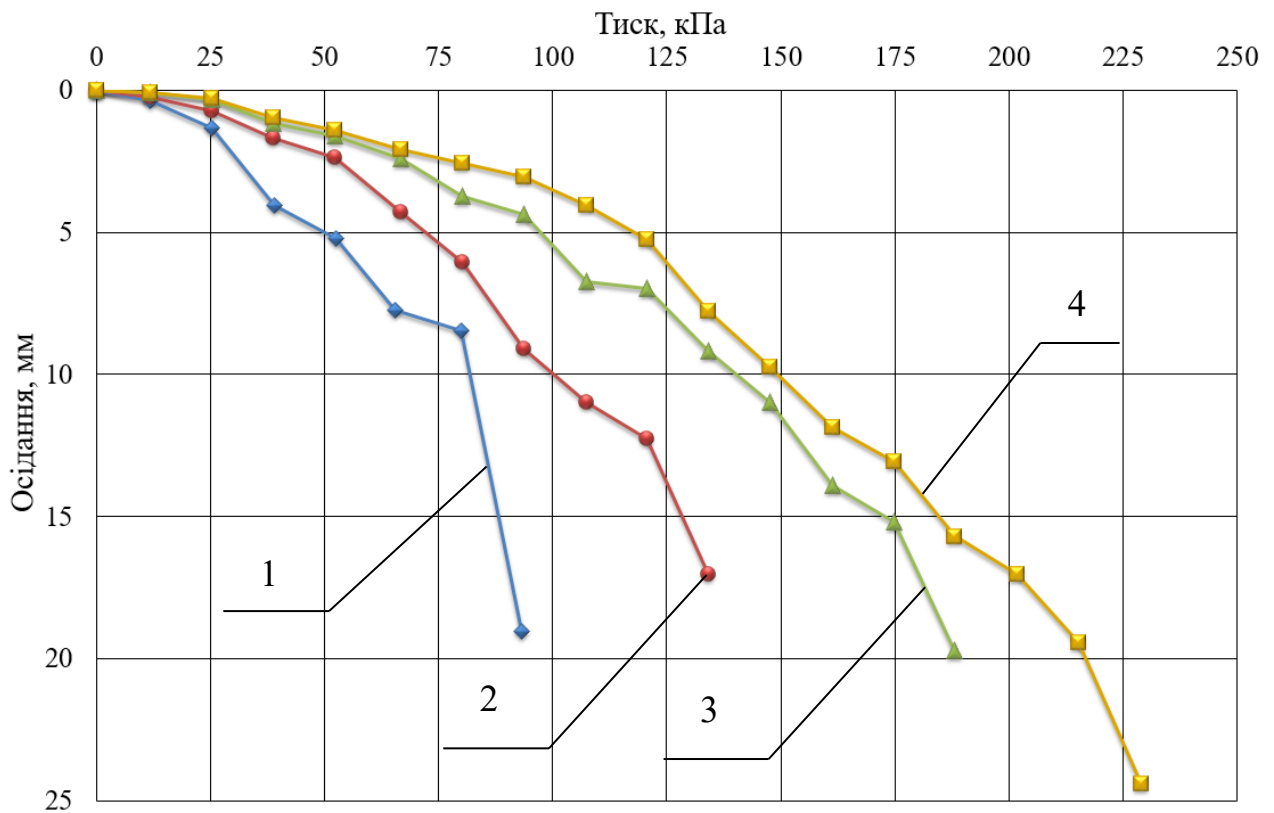


Рис. 2.12. Графік залежності осідань основи стрічкового штампа від тиску при ступеневому завантаженні:

- 1 – неармована основа; 2 – відсоток армування $i=2,1\%$;
- 3 – відсоток армування $i=4,4\%$; 4 – відсоток армування $i=7,1\%$

На рис. 2.13 показано графік розвитку осідань неармованої основи штампа у часі при ступеневому завантаженні.

На рис. 2.14 зображено графік розвитку осідань армованої основи у часі при ступеневому завантаженні на прикладі осідання основи, армованої ГЦЕ з відсотком армування $i=4,4\%$. Стабілізація армованої основи при однаковому тиску відбувається швидше, ніж неармованою, та збільшується при збільшенні відсотку армування.

Отже, лотковими дослідженнями отримано певний статистичний матеріал для оцінювання НДС армованих глинистих ґрунтів під стрічковими фундаментами (стрічковим штампом).

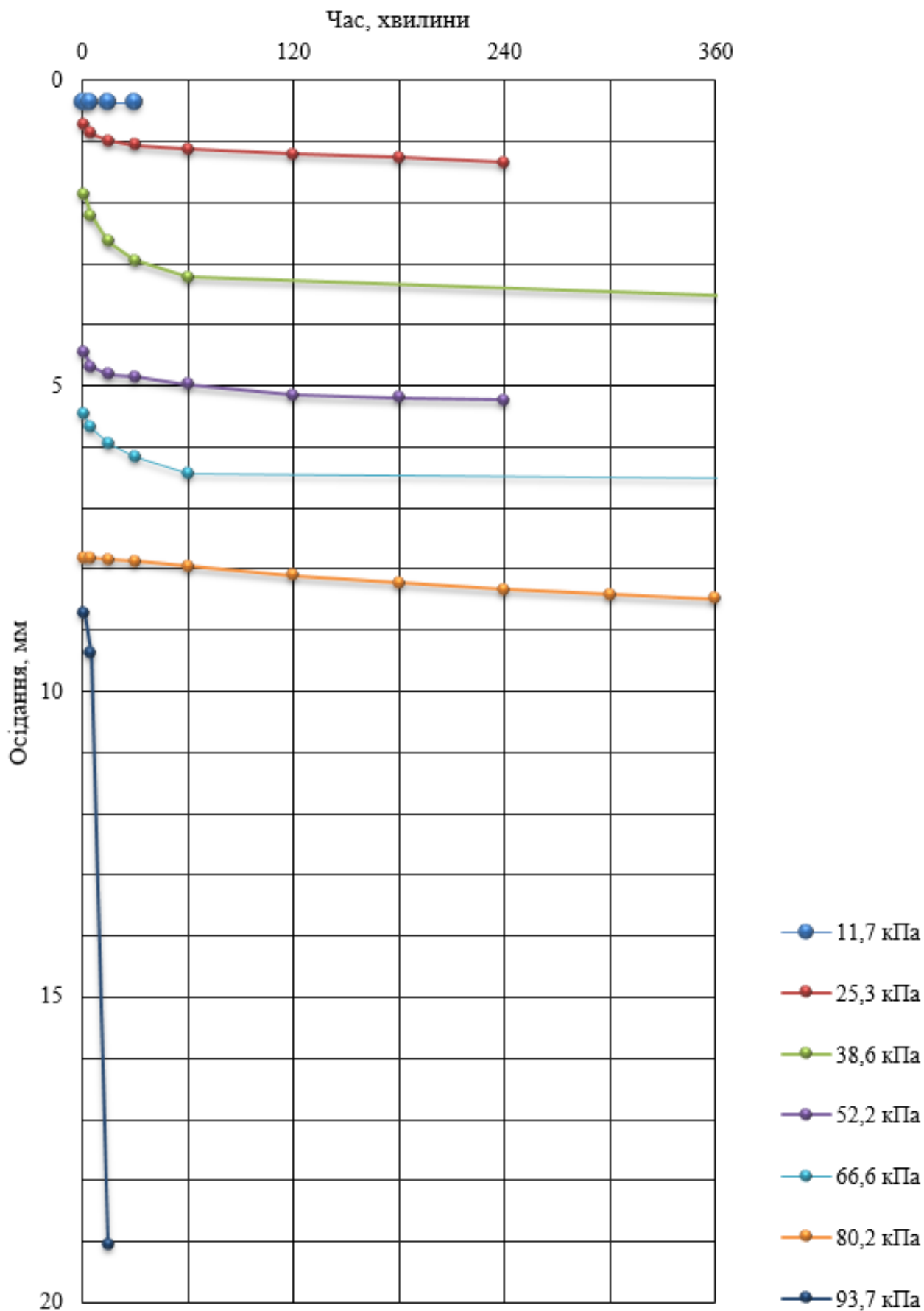


Рис. 2.13. Графік розвитку осідань неармованої основи штампa у часі при ступеневому завантаженні ($\rho_d = 1,45 \text{ г/см}^3$)

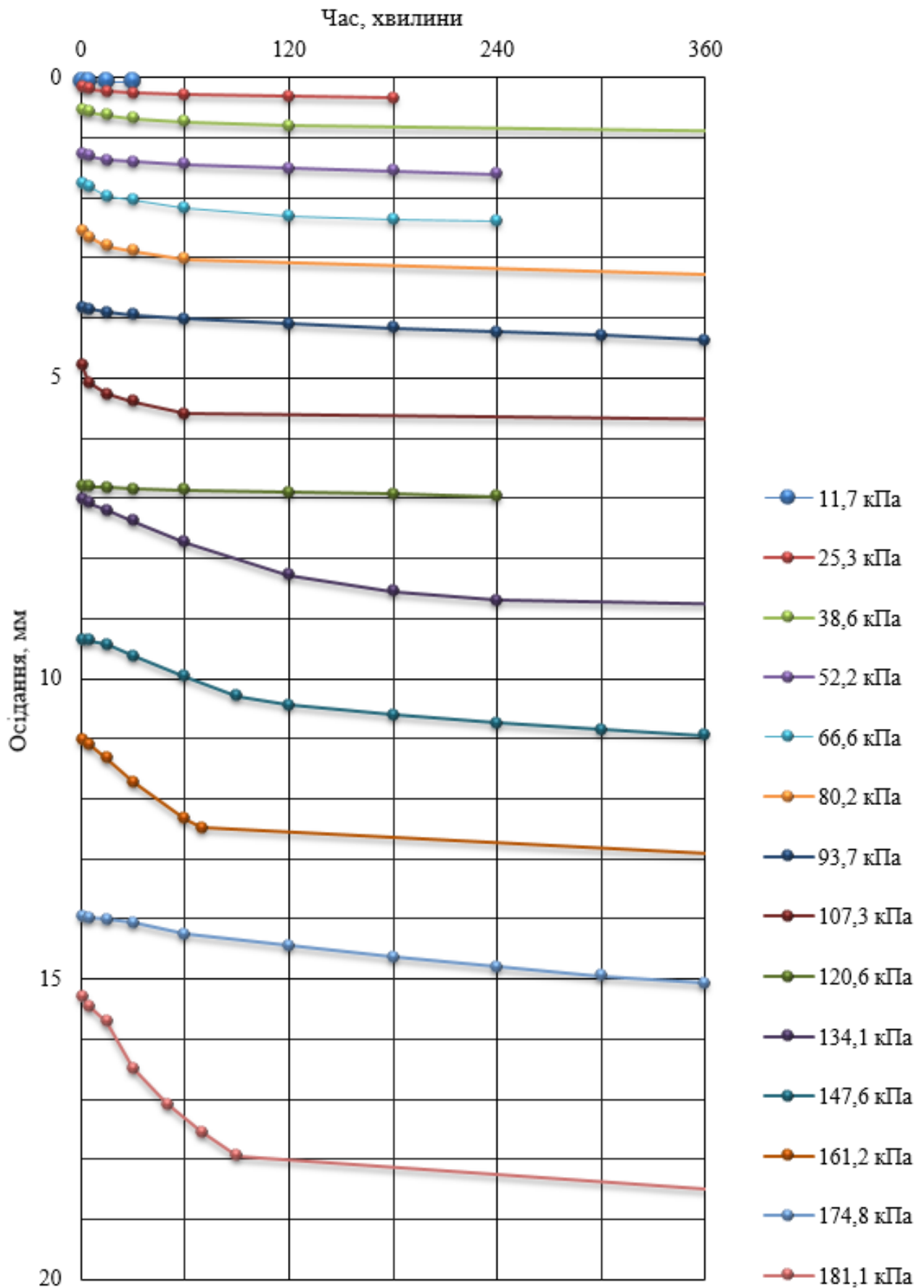


Рис. 2.14. Приклад графіка розвитку осідань армованої основи штампа у часі при ступеневому завантаженні ($i=4,4\%$; $\rho_d = 1,45 \text{ г/см}^3$)

2.4 Аналіз дослідних залежностей першого та другого критичного тисків армованих основ від параметрів армування основи

З графіку залежності осідань основи штампа від тиску на ґрунтову основу можемо виявити деякі закономірності щодо її покращення ґрунтоцементними елементами. Аналізуючи дослідні залежності осідань армованих основ штампів при ступенево-зростаючому тиску (рис. 2.12), виявлено, що несуча здатність (міцність) основ зі зростанням відсотка армування ґрунту збільшується.

Для виявлення впливу відсотка армування на зміну несучої здатності на кожному з графіків знайдено характерні точки, які відповідають першому та другому критичним тискам відповідно (критичні сили F_1 та F_2 – позначені на рис. 2.14), які виділяють перехід від лінійної залежності між напруженнями та деформаціями основи [40].

За характерними точками методом найменших квадратів знайдено апроксимуючі залежності першого критичного тиску від відсотка армування ґрунту (рис. 2.16).

За отриманими значеннями першого критичного тиску за спрощеною формулою М.П. Пузиревського (1.10) визначено величини питомого зчеплення для досліджуваного ґрунту. Для визначення питомого зчеплення за другим критичним тиском було застосовано розв'язок Прандтля для ідеально зв'язних ґрунтів (1.12).

При заданих параметрах ґрунтової основи, розмірах штампу та висоті армування несуча здатність основи зростає зі збільшенням проценту армування (табл. 2.7).

Перший критичний тиск для неармованого слабкого ґрунту склав приблизно 25,3 кПа, для посиленої основи з відсотками армування 2,1%; 4,4%; 7,1% становить 52,2 кПа, 93,7 кПа та 120,6 кПа відповідно.

Другий критичний тиск склав 79,9 кПа, 120,3 кПа, 174,8 кПа та 215,3 кПа відповідно. При цьому силі критичній силі F_1 відповідають осідання 1,4–5,2 мм, а F_2 8,5–19,4 мм відповідно, залежно від відсотка армування основи.

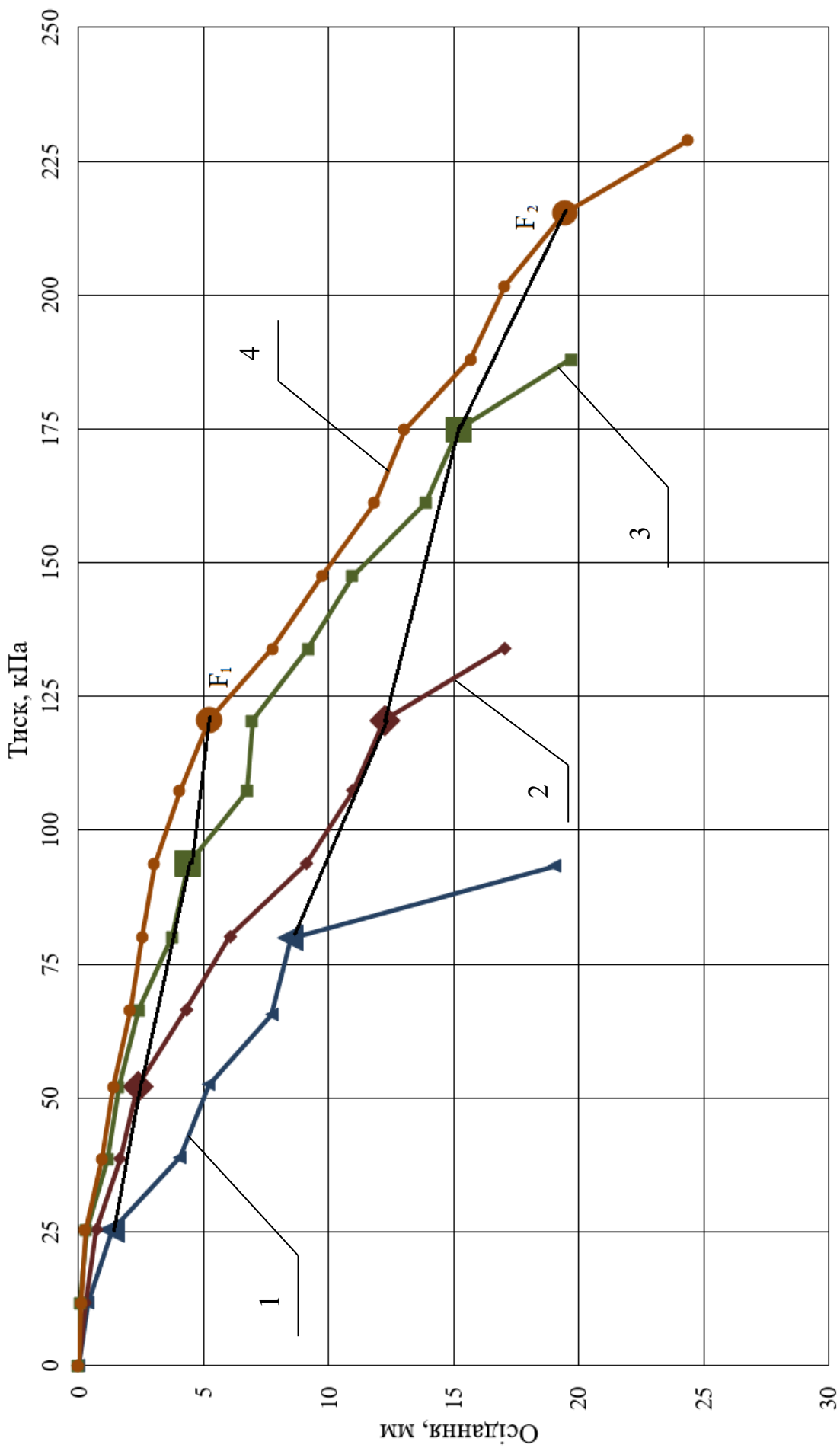


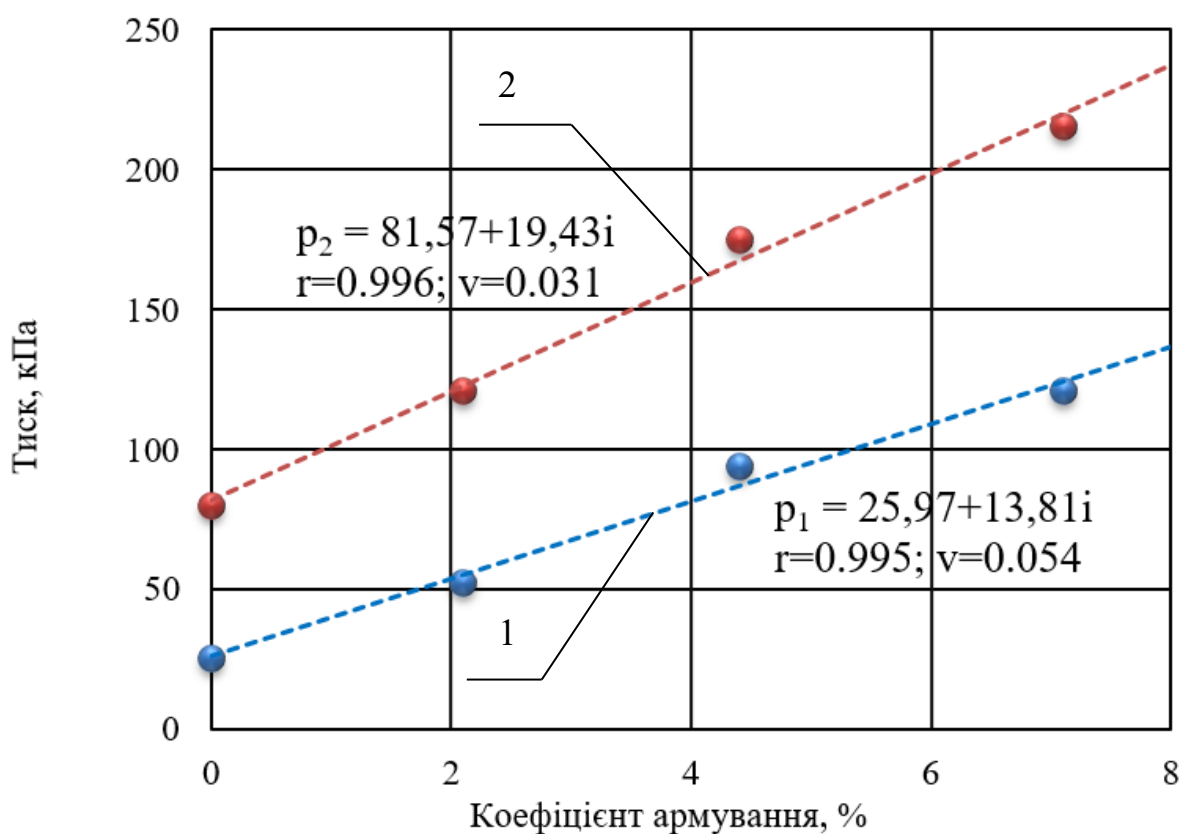
Рис. 2.15. Графік залежності осідань основи стрічкового штампя від тиску при ступеневому завантаженні:

1 – неармована основа; 2 – відсоток армування $i=2,1\%$; 3 – відсоток армування $i=4,4\%$; 4 – відсоток армування $i=7,1\%$;

F_1 – перша критична сила; F_2 – друга критична сила

Визначені критичні тиски при варіюванні відсотка армування основи

Відсоток армування i , %		Перший критичний тиск	Другий критичний тиск
0	P, кПа	25,3	79,9
	S, мм	1,35	8,48
2,1	P, кПа	52,2	120,3
	S, мм	2,36	12,25
4,4	P, кПа	93,7	174,8
	S, мм	4,40	15,20
7,1	P, кПа	120,6	215,3
	S, мм	5,24	19,44

Рис. 2.16. Залежність міцності основи від відсотка армування i :

1 – перший критичний тиск; 2 – другий критичний тиск

Зі збільшенням відсотку армування основи величина осідання, при якій визначалися критичні тиски p_1 та p_2 на основу збільшувалася.

У табл. 2.8 наведено емпіричні рівняння залежностей першого та другого критичних тисків армованих основ, знайдені методом найменших квадратів і статистичні показники точності апроксимації дослідних даних за цими рівняннями. Значення коефіцієнтів кореляції становлять для першого та другого критичних тисків 0,995 та 0,996, а коефіцієнтів варіації, відповідно, 0,054 та 0,031, що демонструє доволі високу збіжність отриманих даних.

Результати визначення питомого зчеплення для армованих і неармованих основ жорсткого стрічкового штампа зведені в табл. 2.9.

Таблиця 2.8

**Результати апроксимації дослідних даних залежності
критичних тисків на основу**

Перший критичний тиск, кПа		Другий критичний тиск, кПа	
$p_1 = 25,97 + 13,81 \frac{i}{i_0}$		$p_2 = 81,57 + 19,43 \frac{i}{i_0}$	
Коефіцієнт кореляції	Коефіцієнт варіації	Коефіцієнт кореляції	Коефіцієнт варіації
$r = 0,995$	$v = 0,054$	$r = 0,996$	$v = 0,031$

Таблиця 2.9

Питоме зчеплення, визначене за критичним тиском на основу

Основа		Питоме зчеплення, кПа (визначене за критичними тисками)	
Щільність скелета ґрунту, г/см ³	Армування, %	за 1 критичним тиском	за 2 критичним тиском
1,45	-	8,3	15,8
	2,1	17,5	23,8
	4,4	27,6	32,5
	7,1	39,5	42,7

Високі значення статистичних показників (коефіцієнтів кореляції r і варіації v) [18] отриманих залежностей свідчать про зростання величин першого та другого критичних тисків при збільшенні відсотка армування за лінійною залежністю.

2.5 Висновки до розділу 2

З аналізу лоткових досліджень залежності осідання від тиску можна зробити висновки про поліпшення ґрунтової основи під жорсткими стрічковими штампами методом армування вертикальними ГЦЕ, зокрема:

1. З графіків залежності осідання від навантаження встановлено, що при заданих у лотковому дослідженні параметрах ґрунтової основи і висоти армування величини першого та другого критичних тисків системи «армована основа – жорсткий штамп» зростають.

2. Перший та другий критичні тиски залежно від відсотка армування на основу підвищуються за лінійною залежністю. Зі збільшенням відсотку армування основи величина осідання, при якій визначалися перший та другий критичні тиски на основу збільшувалася.

3. Визначення питомого зчеплення ґрунту із отриманих залежностей за першим та другим критичними тисками через формули Н.П. Пузиревського та Л. Прандтля для армованого вертикальними ГЦЕ ґрунту різняться, але у межах допустимої похибки.

3 РЕЗУЛЬТАТИ ГЕОДЕЗИЧНИХ СПОСТЕРЕЖЕНЬ ЗА БУДІВЛЯМИ З СТРІЧКОВИМИ ФУНДАМЕНТАМИ НА АРМОВАНИХ ГРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ОСНОВАХ

3.1 Інженерно-геологічні умови дослідних ділянок

Ділянка, на якій було зведено десятиповерховий житловий будинок, розташована по вул. Панянка, 65-б в м. Полтава. Раніше ділянка була частково забудована одноповерховими господарчими спорудами. Навколишні будинки старої забудови мають видимі тріщини, причиною яких, здебільшого, є нерівномірні деформації їх основ і фундаментів.

В геологічній будові ділянки під житловий будинок (секції I, II, IV і V мають дев'ять поверхів, а секція III – десять) до глибини 7 м беруть участь сучасні заплавні та руслові відклади р. Ворскла.

Майданчик підтоплений. Майданчик складено піщаними і глинистими (з вмістом органічних речовин I_r від 5 до 43%) відкладами четвертинного віку, що перекриті насипними ґрунтами потужністю 2,5–2,7 м. Для трьох перших секцій під насипними ґрунтами залягає шар (товщиною до 2 м) піску пилуватого з домішками органічних речовин, а для двох інших – шар (товщиною теж близько 2 м) глини легкої пилуватої, від тугопластичної до м'якопластичної, з домішками органічних речовин і з прошарком (товщиною 0,3–0,6 м) глини важкої, текучої, сильнозоторфованої.

Ці шари підстилаються триметровою товщею піску пилуватого та мілкого, середньої щільності, насиченого водою.

Розміщення розвідувальних свердловин та інженерно-геологічні розрізи по дослідній ділянці – додаток А. Загалом було виконано 7 розвідувальних свердловин, які рівномірно розміщені в плямі забудови під усіма секціями будівлі.

Рельєф ділянки рівний, істотно змінений діяльністю людини. Різниця в позначках поверхні землі в межах ділянки не перевищує 0,5 м.

Рівень ґрунтових вод на період вишукувань складав 2,3–2,5 м від земної поверхні. Раніше фіксувались його сезонні та річні коливання до позначки 1 м від земної поверхні.

Водовміщуючим горизонтом є алювіальні піски. Фактично ділянка підтоплена [23].

Ґрунтова вода до бетону та арматури залізобетонних конструкції – слабоагресивна. Ступінь агресиного впливу ґрунтової води на арматуру залізобетонних конструкції при постійному зануренні – неагресивна, при періодичному змочуванні – слабоагресивна. При вільному доступі кисню до неї, ґрунтова вода має середню ступінь агресиивності на металеві конструкції.

Далі подано короткий аналіз інженерно-геологічних елементів дослідної ділянки:

ІГЕ-1 – Насипний ґрунт, у т. ч. суглинок важкий пилуватий, текучий, з домішками органічних речовин ($I_r = 9\%$), будівельне сміття, злежалий та ґрунтово-рослинний шар. Потужність шару 2,3–2,7 м. Зустрінутий усіма розвідувальними свердловинами.

ІГЕ-2 – Глина брунатна, сіро-брунатна, легка пилувата, тугопластична, у замклому стані тугопластична, з домішками органічних речовин ($I_r = 5\%$). Потужність шару 1,0–1,7 м. Зустрінутий розвідувальними свердловинами №4, 5, 6, 7.

ІГЕ-3 – Глина темно-брунатна, важка, текуча, сильнозаторфована ($I_r = 43\%$), замулена. Потужність шару 0,3–0,5 м. Зустрінутий розвідувальними свердловинами №4, 5, 6, 7.

ІГЕ-4 – Глина сіро-брунатна, сіра, легка пилувата, м'якопластична, з домішками органічних речовин ($I_r = 7\%$). Потужність шару 0,3–0,5 м. Зустрінутий розвідувальними свердловинами №4, 5, 6, 7.

ІГЕ-5 – Пісок сірий, темно-сірий, з домішками органічних речовин, пилуватий, однорідний, середньої щільності, насичений водою, з лінзами та прошарками супісків. Зустрінутий розвідувальними свердловинами №1, 2, 3. Потужність шару 1,2–1,9 м.

ІГЕ-6 – Пісок, сірий, сірувато-зелений, темно-жовтий, мілкий, з численними прошарками та лінзами, піску пилуватого та супіску пластичного, однорідний, середньої щільності, насичений водою. Зустрінутий усіма розвідувальними свердловинами. Пройдена потужність шару понад 3 м.

ІГЕ-7 – Піски сірі, кварцові мілкі, неоднорідні, щільні, водонасичені. Зустрінуті усіма розвідувальними свердловинами. Пройдена потужність шару понад 3,5 м.

ІГЕ-8 – Суглинки зеленувато-сірі, тонкошаруваті, глауконітові, напівтверді. Потужність шару 2,0–2,2 м. Зустрінутий усіма розвідувальними свердловинами.

До несприятливих фізико-геологічних процесів для ділянки віднесені:

- ділянка підтоплена;
- товща насипних ґрунтів (ІГЕ-1) досягає 2,7 м;
- істотна неоднорідність ґрунтового масиву як за площею, так і глибиною (шари ІГЕ-2, ІГЕ-3, ІГЕ-4 зустрінуті не усіма розвідувальними свердловинами), а в межах ІГЕ-5 (пісок мілкий, однорідний, середньої щільності, насичений водою) зустрічаються численні лінзи та прошарки піску пилуватого та супіску пластичного;
- глинисті ґрунти ІГЕ-2, ІГЕ-3 та ІГЕ-4 належать до слабких (їх модулі деформації $E < 5$ МПа);
- вміст органічних речовин у шарі ІГЕ-3 (глина важка, текуча) складає $I_r = 43\%$, тому вона належить до сильнозаторфованої;
- піски мілкі та пилуваті (ІГЕ-5) належать до несправжніх пливунів.

Отже, ділянка під забудову складена слабкими ґрунтами. Згідно до проекту було використано ГЦЕ армування основи.

Конструктивно-технологічні рішення щодо покращення основи вертикальними ГЦЕ та конструктивні рішення фундаментів будівлі наведені у п.3.2.

Таблиця 3.1

Інженерно-геологічні умови будівельного майданчика у м. Полтава по вул. Панянки, 65-б

№ шару	Найменування ґрунту	Товщина шару, м							Щільність ґрунту, ρ , т/м ³	Щільність часток ґрунту, ρ_s , т/м ³	Вологість W	Вологості		Питоме зчеплення, с, кПа	Кут внутрішнього тертя, ϕ , град.	Модуль деформації E, МПа	Вміст органічних речовин, I_r
		Свердловина 1	Свердловина 2	Свердловина 3	Свердловина 4	Свердловина 5	Свердловина 6	Свердловина 7				W_L	W_P				
1	Насипний ґрунт	2,5	2,6	2,7	2,6	2,6	2,3	2,3	1,50	-	-	-	-	-	-	0,09	
2	Глина з $I_r = 0,05$	-	-	-	1,0	1,1	0,7	0,7	1,81	0,30	0,46	0,24	35	13	1,5	0,05	
3	Глина сильноторфована	-	-	-	0,5	0,4	-	-	1,31	1,55	0,96	0,34	5	4	0,5	0,43	
4	Глина з $I_r = 0,07$	-	-	-	0,4	0,5	-	-	1,89	0,31	0,4	0,21	33	15	1,5	0,07	
5	Пісок пилуватий	1,2	1,7	2,1	-	-	-	-	1,92	0,27	-	-	2	23	6,5	-	
6	Пісок мілкий	6,6	6,1	5,7	5,7	5,7	6,4	6,5	1,97	0,26	-	-	3	26	10	-	
7	Пісок мілкий	3,5	3,5	3,5	3,6	3,6	3,5	3,5	2,00	0,22	-	-	3	26	33	-	
8	Суглинок	2,2	2,1	2,0	2,2	2,1	2,1	2,0	1,85	0,25	0,36	0,2	23	19	16,5	-	

3.2 Конструктивне рішення основ і фундаментів будівлі

Дослідна будівля розташована у м. Полтава, в низинній його частині, в історичному мікрорайоні Поділ, зокрема, у кварталі між вулицями Панянка та Великокорогізнянською. У даному кварталі забудова являє собою нові багатоповерхові житлові будівлі, одно- та двоповерхові житлові будівлі, велика кількість споруд господарчого призначення (гаражі).

Будівля має складну форму у плані, образом схожу на букву «Л». Складається із 5 секцій. I, II, IV та V секції дев'ятиповерхові, а центральна III секція має 10 поверхів. Приміщення першого поверху відведені під магазини та офіси, інші поверхи, починаючи із другого – житлові. На рис. 3.1 показано будівлю на момент здачі в експлуатацію (2012 рік).



Рис. 3.1. Об'єкт дослідження: будинок в м. Полтава по вул. Панянка, 65-Б

Будівля запроектована безкаркасна, несучі повздовжні та поперечні цегляні стіни, перекриття із залізобетонних збірних круглопустотних плит. Висота типового поверху 3 м (від підлоги до стелі 2,7 м). Сходові марші та площадки збірні залізобетонні. Покрівля виконана із рулонних матеріалів по плитам покриття.

Фундаменти запроектовані монолітні, стрічкові. Виконані із бетону класу С12/15. Висота фундаментної стрічки 500 мм, а ширина варіюється у різних частинах будівлі від 1000 мм до 3600 мм (рис. 3.2–3.3).

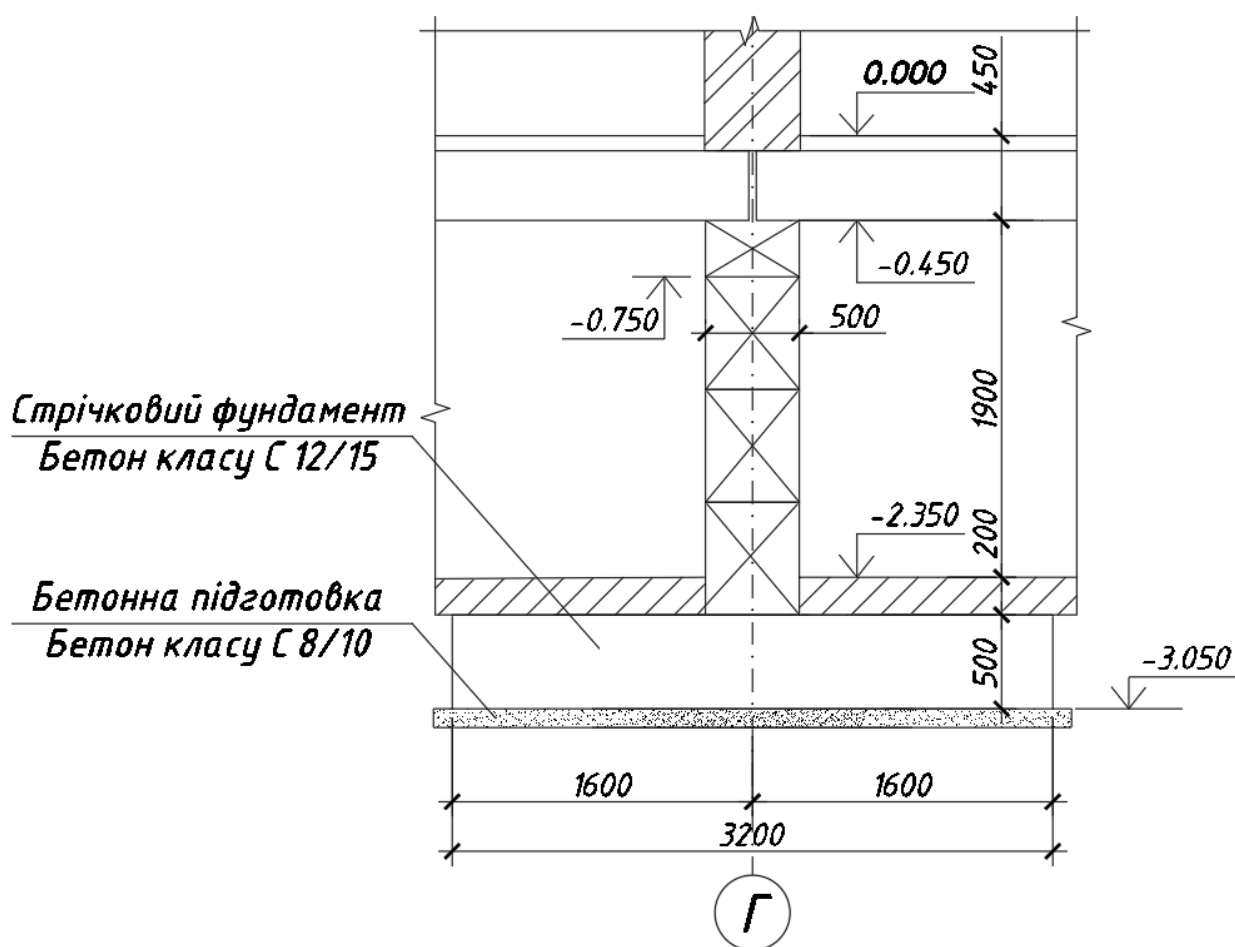


Рис. 3.2. Принциповий переріз по конструкціям нижче відмітки нуля під центральну несучу стіну

Позначка низу фундаменту на відмітці -3,050. Між підшоною стрічкових монолітних фундаментів, які виготовлені по підготовці з бетону класу С8/10 та верхнім зрізом ґрунтоцементних армуючих елементів влаштована буферна

щебенева подушка товщиною 300 мм з щебню фракції 20–40 мм, яка має ширину на 0,3 м більшу у кожен бік від бічних граней ГЦЕ. Над фундаментною стрічкою стіни підвалу виконані із фундаментних блоків серії ФБС шириною 400–600 мм та монолітних ділянок із бетону класу С12/15 на загальну висоту 2100 мм.

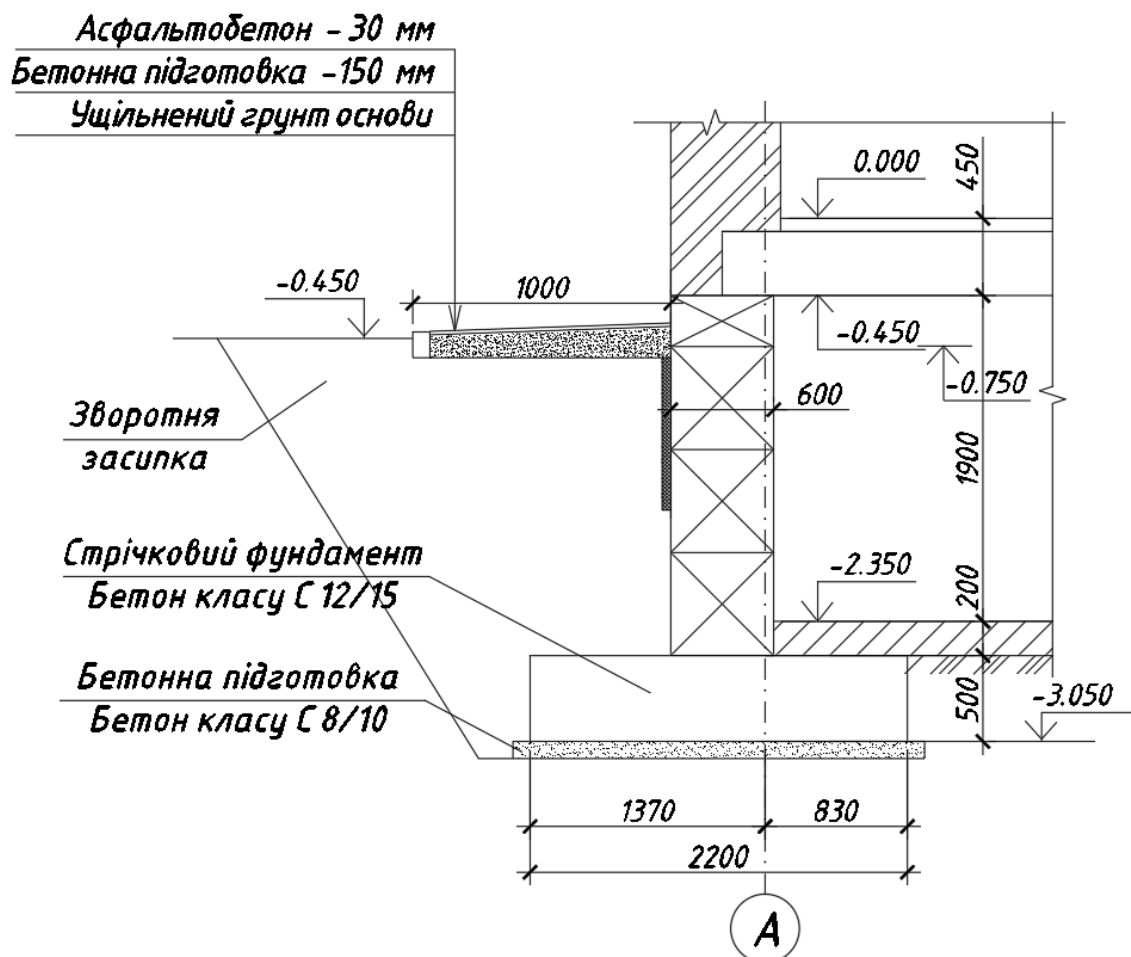


Рис. 3.3. Принциповий переріз по конструкціям нижче відмітки нуля під зовнішню несучу стіну

Як викладено у п.3.1, розглядувана будівля розташована на двох різних ділянках з різними геологічними умовами, а особливо складними інженерно-геологічними умовами є під секціями IV та V, де умови характеризуються глинистими, сильнозаторфованими ґрунтами.

Згідно до проектних даних основа армована ґрунтоцементними елементами, виготовленими за бурозмішувальною технологією, діаметром 500 мм та довжиною 2000 мм (рис. 3.4), а склад водноцементної суспензії –

«цемент + пластифікатор + вода» на 1 погонний метр ГЦЕ діаметром 500 мм (об'єм 0,196 м³) при водоцементному відношенні 0,6–1,0:

- цементу 20% від ваги скелету природного ґрунту;
- пластифікатор (типу С-3) – 3% від ваги цементу.

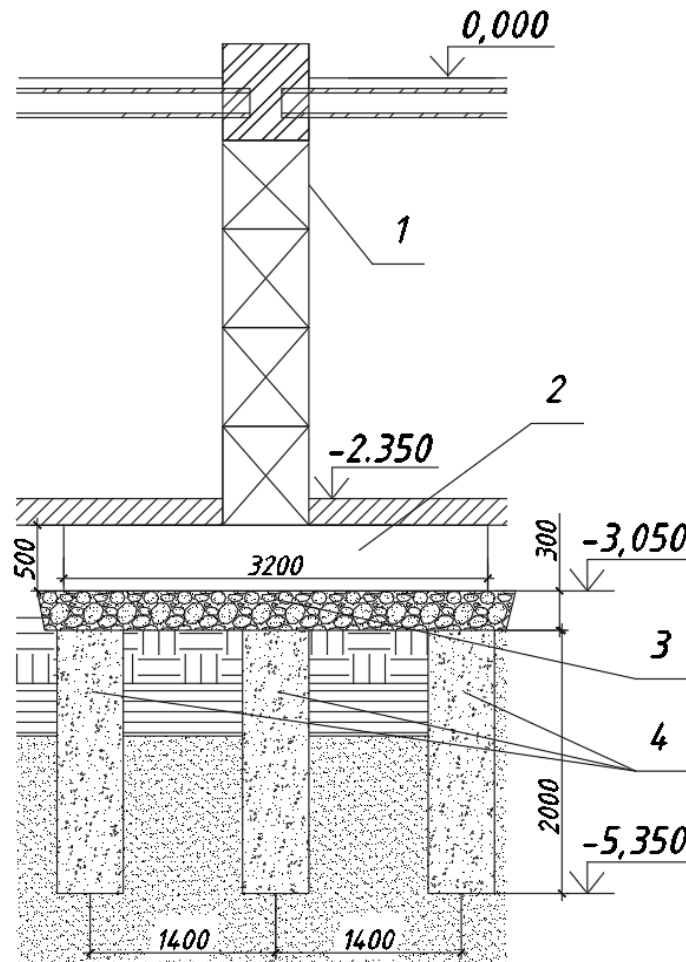


Рис. 3.4. Принципове конструктивне вирішення основ і фундаментів:

- 1 – фундаментні блоки; 2 – монолітний фундамент; 3 – щебенева підготовка;
4 – ґрунтоцементні елементи армування

Лабораторні дані щодо визначення фізико-механічних характеристик ґрунтоцементу в процесі контролю якості відсутні.

На рис. 3.5 зображено процес армування основи об'єкта вертикальними жорсткими ГЦЕ, виготовленими за бурозмішувальною технологією буровою машиною Бм-811 для виготовлення ґрунтоцементних елементів на базі автомобіля «Урал».



Рис. 3.5. Армування несучого шару основи об'єкта вертикальними жорсткими ГЦЕ, виготовленими за бурозміщувальною технологією

На рис. 3.6 можна побачити уже виконані елементи армування у процесі тужавіння, а на рис. 3.7 – улаштування щебеневої підготовки та початкову стадію виготовлення монолітного залізобетонного фундаменту.



Рис. 3.6. Армована ґрунтоцементними елементами основа



Рис. 3.7. Улаштування щебеневої підготовки (буферного шару)

3.3 Методика геодезичних спостережень за розвитком осідань дослідної будівлі зі стрічковими фундаментами на армованих ґрунтоцементними елементами основах

Спостереження за осіданнями будівлі проводились методом геометричного нівелювання III класу точності [20], достатньо надійним і простим у реалізації, за деформаційними марками (рис. 3.8) та за зв'язковими точками. Ця методика спостережень апробована М.Л. Зоценко на подібних об'єктах та показала якісні результати [6, 31, 38, 160, 163].

За головний елемент марки були використані обрізки арматурних стержнів діаметром до 20 мм, замуrowані в стіну на рівні цоколя будівлі. Він виступав з площини стіни на 20–30 мм для зручності встановлення нівелірної рейки.



Рис. 3.8. Стінові осадові марки, влаштовані на об'єкті досліджень

Розміщення деформаційних марок і зв'язкових точок є однією з основних частин всієї роботи по вимірюванням деформацій. Від правильного розміщення необхідної кількості марок значно залежить якість, повнота й однозначність виявлення деформацій. Деформаційні марки закріплюються на будівлі приблизно на одному рівні. Розміщуються вони на кутах будівлі, з обох сторін від осадочних і температурних швів, в місцях примикання поперечних і повздовжніх несучих стін.

Ці марки влаштовували приблизно на одному рівні, достатньо рівномірно за периметром будівлі (зокрема, на її кутах, у місцях примикання поперечних і поздовжніх несучих стін, по обидва боки від деформаційних швів тощо). Відстань між стіновими марками призначалась в залежності від складності інженерно-геологічних умов ділянки, рішень основ і фундаментів, очікуваних величин абсолютних, відносних осідань, їх нерівномірності тощо.

Загальна кількість стінових марок для досліджуваної будівлі становила 44 штуки (серед них у секціях I-II – 16; секції III – 6; секції IV – 8; секції V – 14 відповідно).

Крім стінових марок закріплювали й зв'язкові точки, призначені для зв'язку нівелювання та формування однозначного нівелірного ходу. В якості зв'язкових точок, за звичай, приймали металеві костилі та штирі, надійно закріплені в ґрунт поряд з об'єктами.

Утворений таким чином нівелірний хід «прив'язували» до найближчого ґрунтового реперу, котрий використовували в якості висотної основи. Відстань до цього реперу не перевищувала 200 м на вулицях і проїздах забудованої частини і 400–500 м на слабо забудованих територіях.

На рис. 3.9 представлено схему геометричного нівелювання з розміщенням деформаційних марок для будинку по вул. Панянки, 65-б у м. Полтава та зв'язкових точок.

Безпосередньо зі зведенням цоколя будівлі влаштовували стінові марки, прокладали нівелірний хід і виконували нульовий цикл спостережень. Наступні цикли спостережень проводили після зведення кожного поверху будинку, прийняття його до експлуатації, а також заселення будинку. В перші два – три роки експлуатації будівлі вимірювання виконували 2–3 рази на рік, а надалі приблизно один раз на кілька років.

Періодичність і точність вимірювань осідань основ будівель прийняті, виходячи зі: швидкості зведення будівель і відповідної інтенсивності розвитку осідань основ їх фундаментів; граничних величин абсолютних і відносних осідань будівель певних конструктивних схем. Інтенсивність осідань звичайно

змінюється в процесі будівництва та експлуатації будівлі. В період будівництва, коли осідання розвиваються достатньо інтенсивно, точність спостережень може бути відносно невисокою, в період експлуатації, коли величини й швидкість осідань малі, точність спостережень повинна бути вищою, а частота вимірювань меншою.

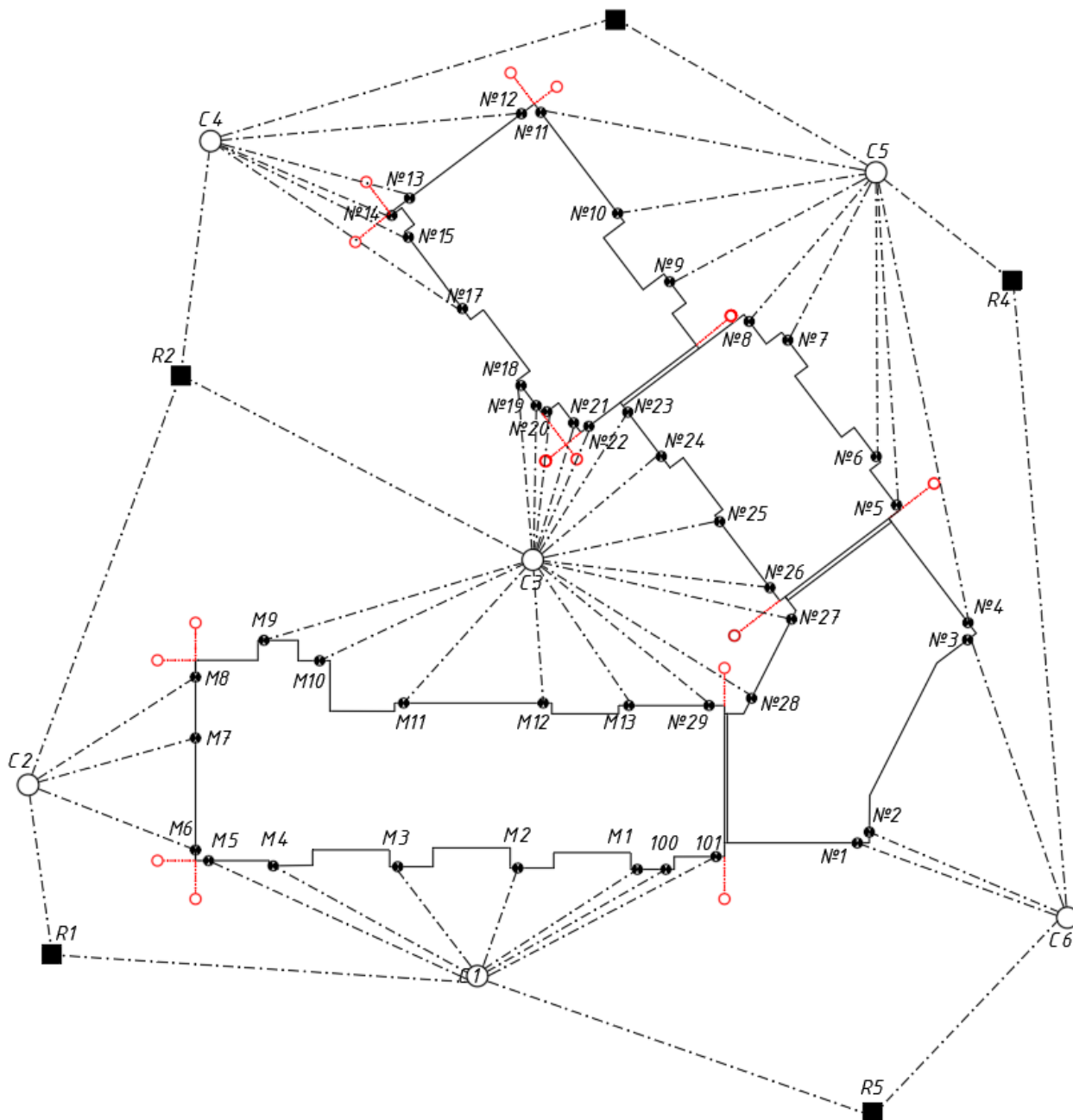


Рис. 3.9. Схема геодезичного нівелювання деформаційних марок, встановлених на 9-10-ти поверховому житловому будинку в м. Полтава по вул. Панянки, 65-б, та зв'язкових точок між ними

Велике значення має вибір інтервалу часу t між послідовними циклами спостережень. Необхідно, щоб періодичність вимірювань забезпечувала можливість судження про незмінність процесу деформації, з одного боку, і моменту його вимірювання, з іншого.

В залежності від виду і стану ґрунтів основи 50–85% деформацій будівель припадає на будівельний період. Тому число циклів спостережень за осіданнями будівель і споруд у будівельний період визначається за ознакою росту навантаження на основу.

Відразу після зведення фундаменту виконується нульовий цикл спостережень. Перший цикл спостережень почали після того, як маса кожної секції споруди досягає 25% повної її маси. Наступні цикли спостережень потрібно проводити при досягненні навантаження, відповідно, 50, 75, 100% повної її маси.

Для будівель, що зводяться на сильно стиснутих ґрунтах, потрібно проводити додаткові цикли спостережень, в залежності від швидкості протікання осідання.

Після досягнення повної ваги будівлі вимірювання слід виконувати 2–3 рази на рік.

Спільну вертикальну деформацію системи «основа – фундамент – будівля» характеризують абсолютне осідання марки S_i , середнє осідання будівлі \hat{S} , відносна нерівномірність осідань основ сусідніх фундаментів $\Delta S/L$; крен будівлі в цілому i , відносний прогин несучої стіни f/L , тощо.

Будівельними нормами встановлені гранично допустимі деформації для окремих конструктивних схем споруд. На базі цих даних можливо провести розрахунок точності геодезичного нівелювання при знаходженні величини осідання.

Геометричне нівелювання поверхневих марок на будівлях проводили нівеліром і шашковою рейкою із сантиметровими поділками. Нівелювання проводили в прямому й оберненому напрямках способом із середини при сприятливих умовах видимості. При нівелюванні марок, розташованих на

внутрішніх стінах будівлі, при необхідності встановлювали додаткове освітлення.

Стоянки для нівелювання обирали так, щоб забезпечити рівність відстаней від нівеліра до марок. Довжина променя візування не перевищувала 40 м (звичайно становила близько 20 м), а його висота над поверхнею землі буде більшою за 30 см. Результатами цих натурних спостережень для кожної секції будівлі були:

- схеми нівелювання із розміщенням стінових марок і зв'язкових точок між ними;
- епюри осідань марок на об'єкті дослідження за період їх зведення та експлуатації;
- графіки розвитку мінімальних $S_{min(t)}$, середніх $\hat{S}(t)$ і максимальних $S_{max(t)}$ осідань стінових марок у часі, суміщені з графіками зведення поверхів й експлуатації будівель;
- кінцеві величини абсолютних і відносних осідань будівель.

3.4 Результати тривалих геодезичних спостережень за розвитком осідань досліджуваної будівлі зі стрічковими фундаментами на армованих ґрунтоцементними елементами основах

На кінець 2012 р. було здано в експлуатацію перші дві секції (перша черга об'єкту), в першому півріччі 2013 р. – інші секції. На даний час будівля вже експлуатується майже 10 років.

Крім нульового було виконано ще чотирнадцять циклів нівелювання.

За результатами геодезичних спостережень за осіданнями дев'яти-десяти поверхового житлового будинку у м. Полтава зі стрічковими монолітними фундаментами на заторфованій основі, посиленій ґрунтоцементними елементами, в процесі його зведення та експлуатації було побудовано епюри осідань марок на об'єкті досліджень на січень 2022 р. (рис. 3.10), а також графіки розвитку осідань у часі стінових марок (у т.ч., мінімальні-максимальні

осідання марок кожної секції будівлі, середні осідання кожної секції будівлі, рис. 3.11–3.14).

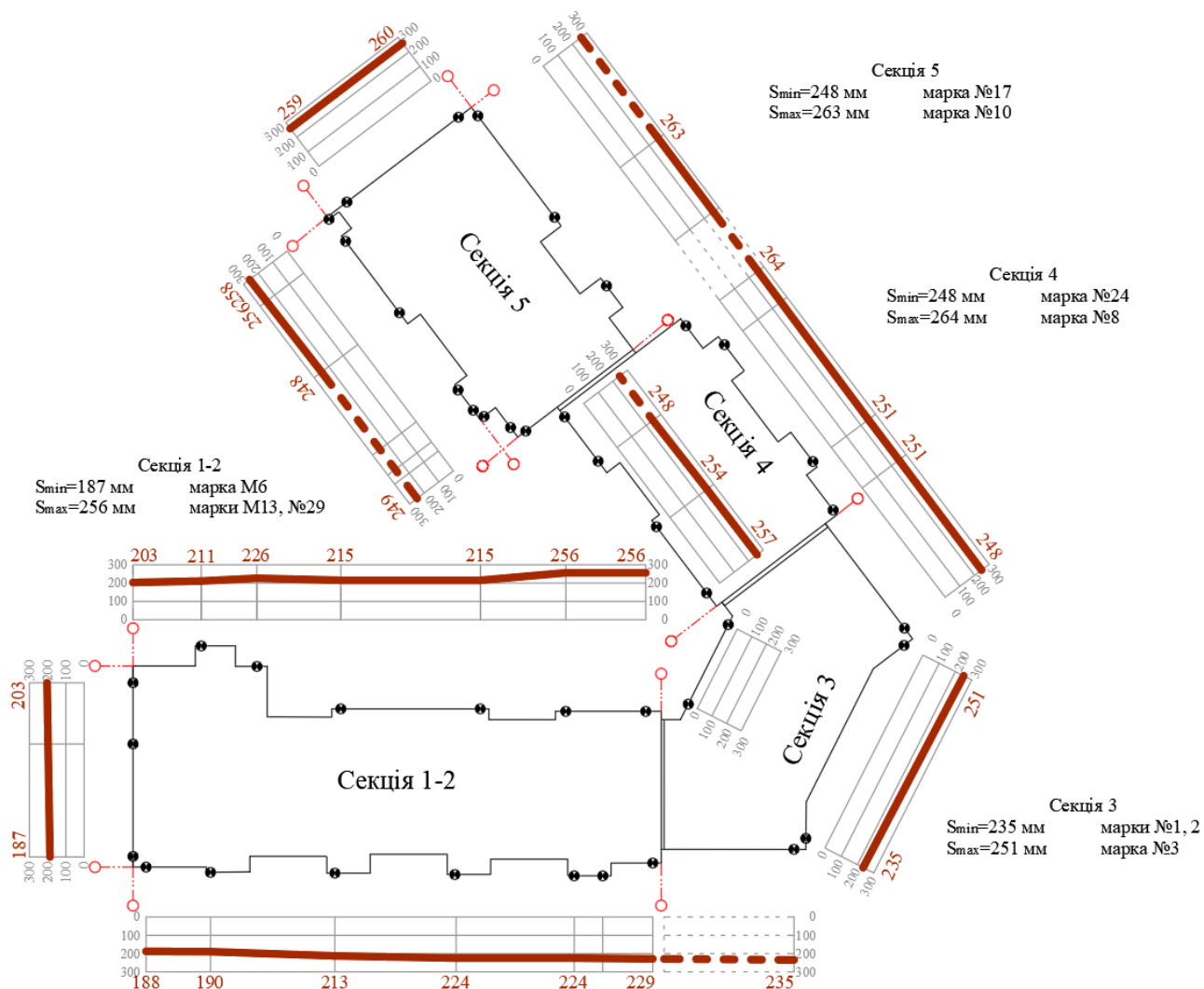


Рис. 3.10. Епюри осідань марок на об'єкті досліджень на січень 2022 р.
 (будівля експлуатується).

Деякі із марок були зрізані за період експлуатації будівлі, на графіку в їх місцях показані штрихові лінії до наступної існуючої марки. Всі значення осідань по маркам у табличній формі вказано у розділі 5, в таблиці порівняння результатів методів (табл. 5.4).

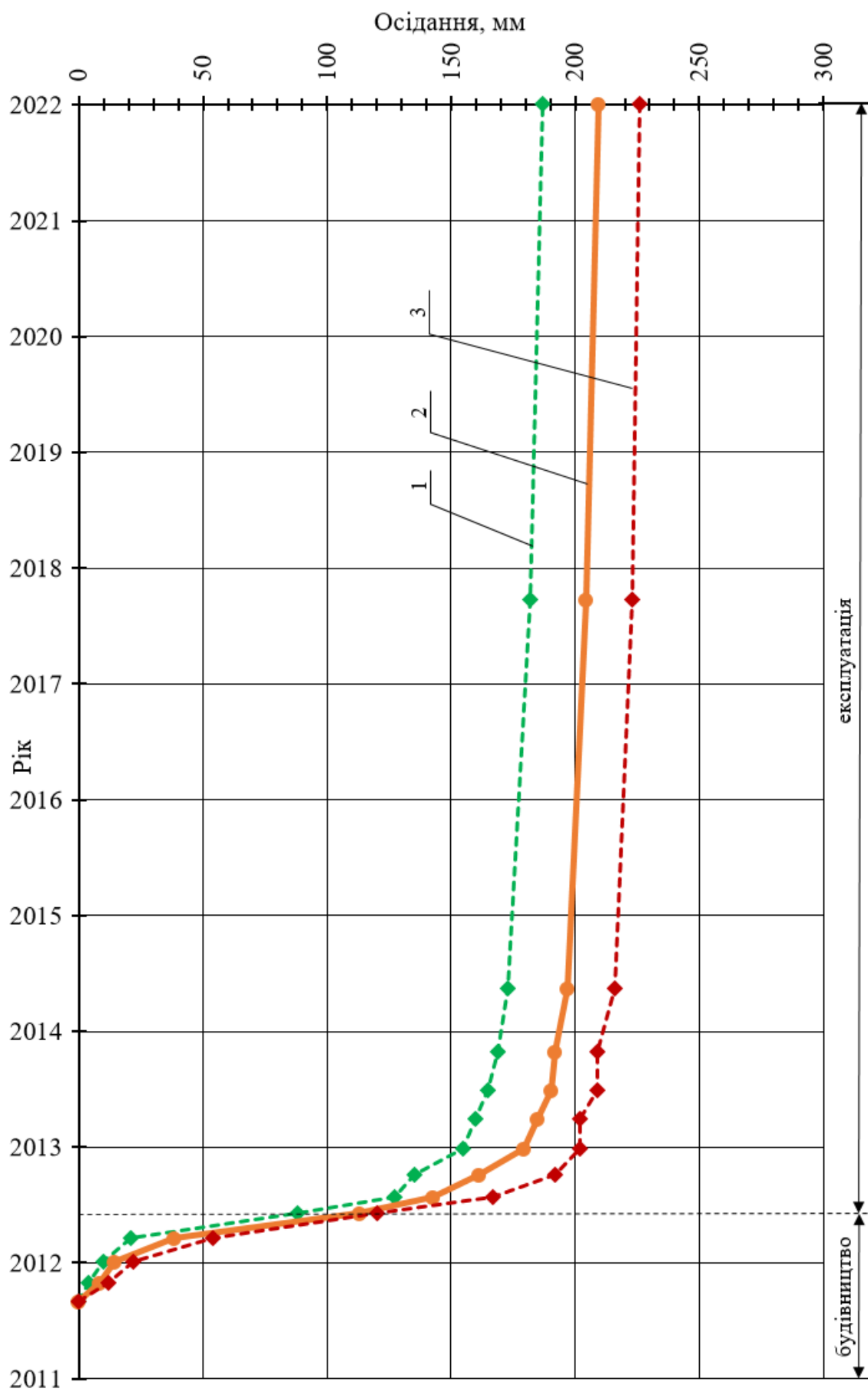


Рис. 3.11. Графік розвитку осідань марок секцій I-II у часі на об'єкті дослідження:

1 – мінімальні осідання; 2 – середні осідання; 3 – максимальні осідання

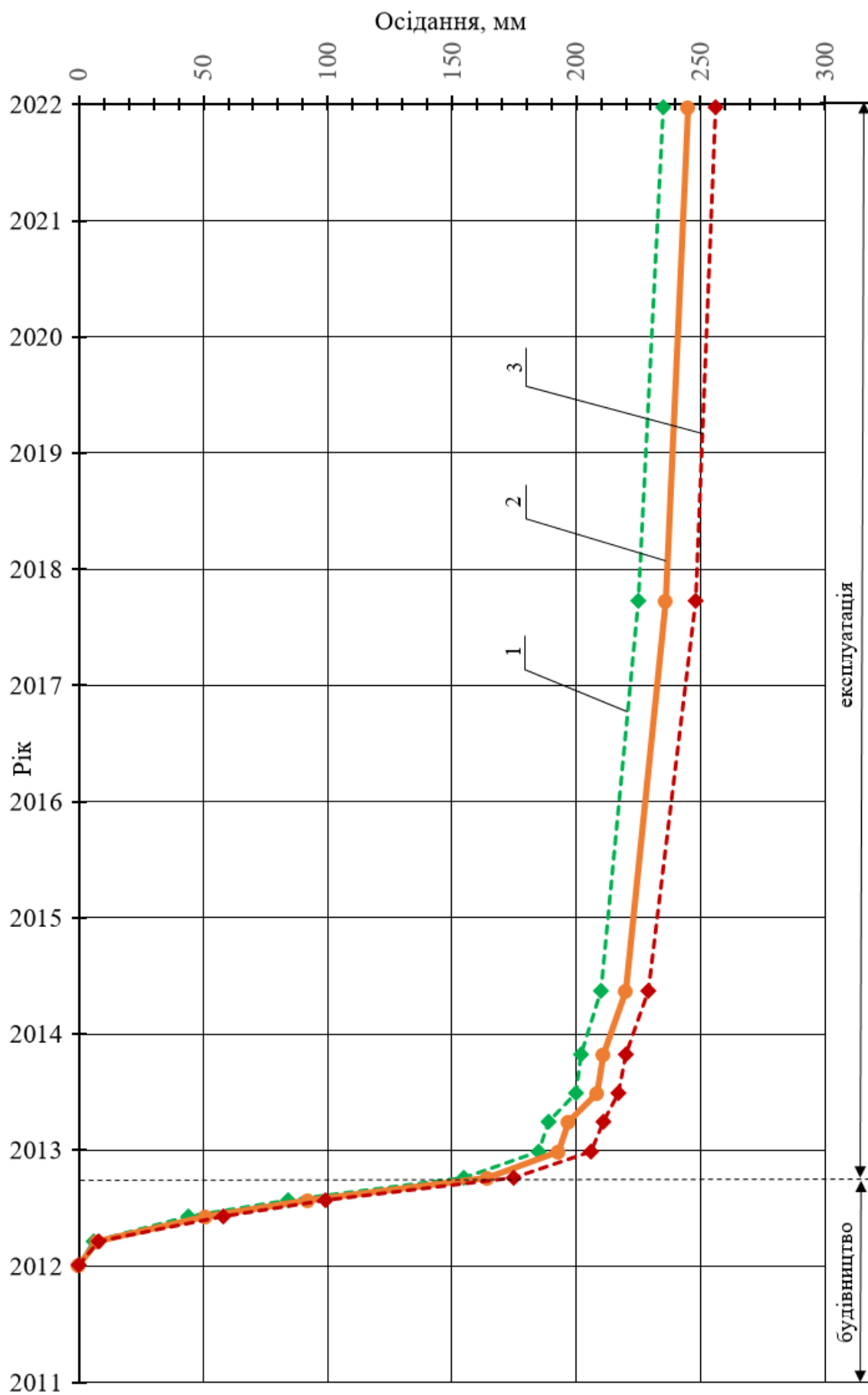


Рис. 3.12. Графік розвитку осідань марок секції III у часі на об'єкті дослідження:

1 – мінімальні осідання; 2 – середні осідання; 3 – максимальні осідання

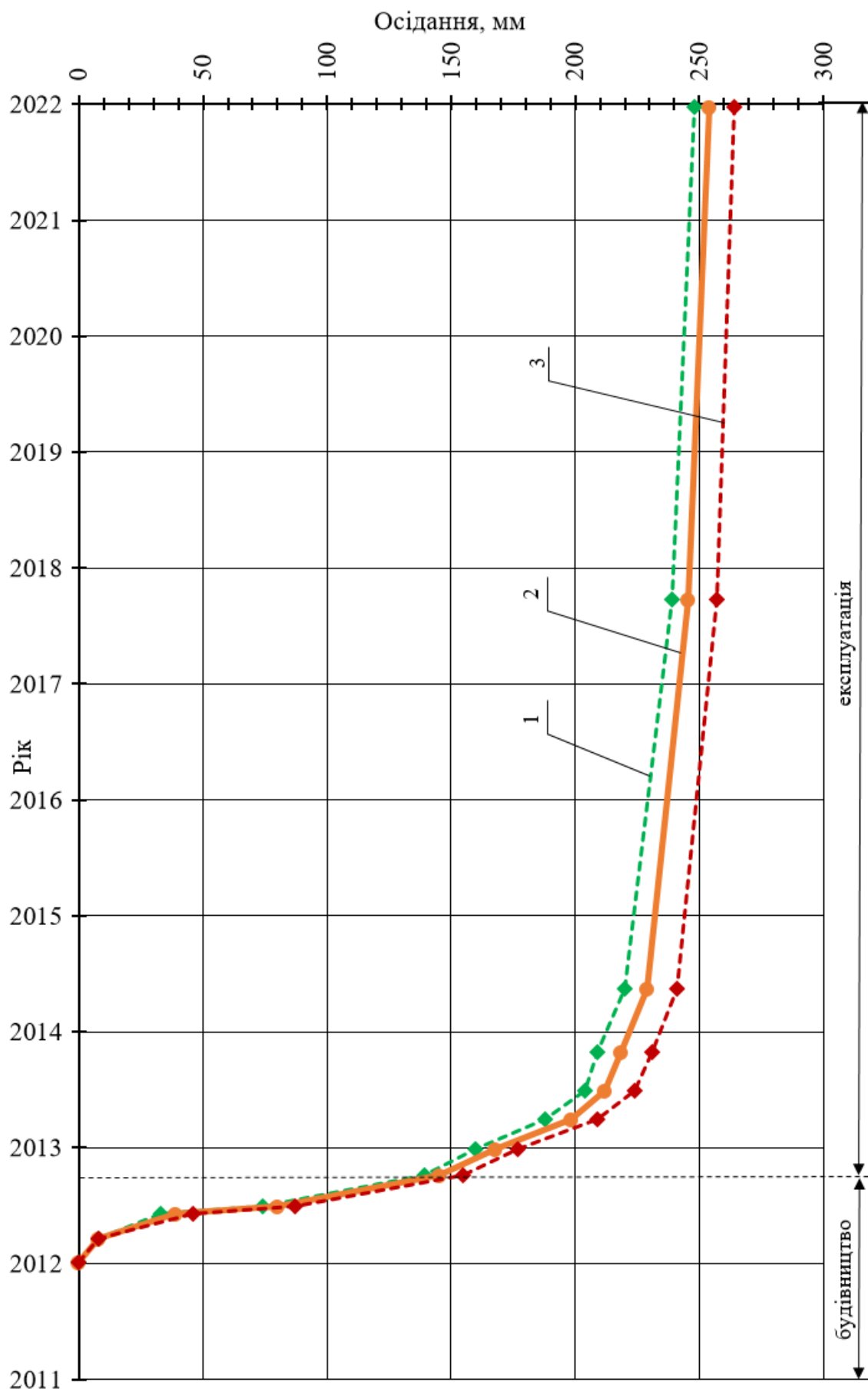


Рис. 3.13. Графік розвитку осідань марок секції IV у часі на об'єкті дослідження:

1 – мінімальні осідання; 2 – середні осідання; 3 – максимальні осідання

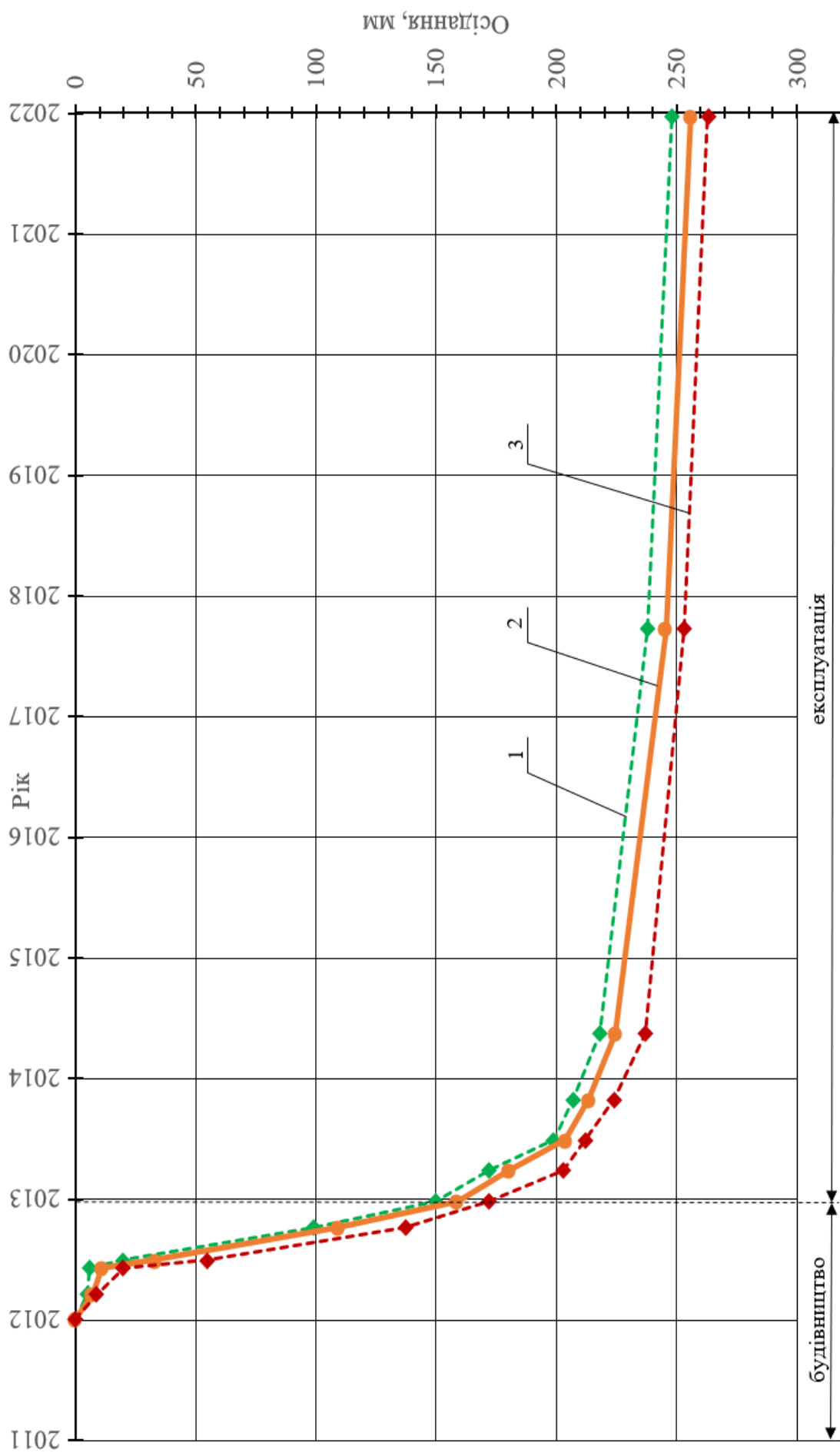


Рис. 3.14. Графік розвитку осідань марок секції V у часі на об'єкті дослідження:

1 – мінімальні осідання; 2 – максимальні осідання; 3 – середні осідання

3.5 Аналіз результатів геодезичних спостережень за розвитком осідань дослідної будівлі зі стрічковими фундаментами на армованих ґрунтоцементними елементами основах

У цілому, розвиток осідань основи фундаментів на даний момент продовжується, хоча є менш інтенсивним, ніж у процесі будівництва, з тенденцією до стабілізації деформацій (рис. 3.10–3.14). При візуальному обстеженні стін будівлі тріщин у несучих стінах будинку виявлено не було.

Зокрема, в процесі зведення встановлено, що середні осідання основи кожної з секцій вже за період будівництва практично досягли граничної величини 180 мм для цього класу будівель, але їх відносна різниця осідань при цьому не перевищила граничного значення (за Додатком И [13]).

Треба відмітити, що осідання секції I-II менше, ніж інших трьох. Також умовна стабілізація деформацій у цій секції простежується чіткіше, ніж в інших трьох. Це можна пов'язати із наступними факторами:

- будівництво секції I-II розпочалося та закінчилося раніше за інших, а, отже, відрізок часу від прикладення останнього суттєвого навантаження на будівлю менше;
- за даними інженерно-геологічних вишукувань ґрунтові умови під секцією I-II значно кращі (див. розділи 3.1–3.2), а конструктивні вирішення фундаментів однакові.
- за результатами геодезичних спостережень встановлені певні особливості розвитку осідань досліджуваного об'єкта, а саме:
 - середні величини осідань S перевищили гранично допустимі нормами [13] величини для усіх секцій будівлі (середні граничні осідання основи S_u для фундаментів будівлі даного типу складають 180 мм;
 - відносні різниці осідань $\Delta S/L$ не перевищили гранично допустимі нормами [13] величини (відносна різниця осідань основи $\Delta S/L$ для фундаментів будівлі даного типу складають 0,004);

- частка середньої величини осідання основ стрічкового фундаменту, посилених ГЦЕ за період їх зведення, монтажу відповідного обладнання та заселення складає 55–75% від значення осідання основ цих будівель на даний час та прогнозується на рівні 45–55% при стабілізації деформацій осідання;
- швидкість розвитку осідань будівлі фактично прямо пропорційно залежить від швидкості завантаження під час монтажу та має лінійну залежність у період експлуатації з певними тенденціями до стабілізації;
- час стабілізації осідань дев'яти-десятиповерхового будинку на стрічкових фундаментах ще не визначено, оскільки стабілізація ще не наступила (умова стабілізації – 1 мм/рік), передбачається, що найшвидше це відбудеться у секції I-II;
- тріщин та інших видимих дефектів чи деформацій у будівлі не виявлено, тому, відповідно до [24] її технічний стан визначено як стан I – нормальний.

3.6 Висновки до розділу 3

В результаті розгляду тривалих геодезичних спостережень за будівлею, аналізу їх результатів та ін. можна зробити наступні висновки:

1. Метод армування основ фундаментів будівель і споруд вертикальними ґрунтоцементними елементами, що виготовляють за бурозмішувальною технологією, у цілому підтвердив свою ефективність за умов ґрунтів з високим вмістом органічних речовин.
2. Осідання будівлі перевищило допустиму нормами величину, втім, відносна різниця осідань залишилась в граничних величинах, що не дозволило призвести до дефектів чи деформацій частин будівлі. Технічний стан усіх секцій будівлі оцінено як задовільний.
3. Зміцнення основи з орієнтовним коефіцієнтом вертикального армування 10% лише в межах шару слабких ґрунтів (їх потужність менша, ніж ширина фундаментів) для стрічкових фундаментів виявилось не достатнім.

4. В результаті понад десятирічних геодезичних спостережень за осіданнями п'яти секцій дев'яти-десяти поверхового житлового будинку зі стрічковими монолітними фундаментами на основі, складеній ґрунтами з високим вмістом органічних речовин і зміцненій вертикальними ґрунтоцементними елементами, отримано нові дослідні дані розвитку фактичних деформацій таких основ у часі.

5. Частка середньої величини осідання армованих вертикальними ГЦЕ основ стрічкового фундаменту за період їх зведення, опорядження та заселення склала 55–75% від значення осідання основ на даний час та прогнозується на рівні 45–55% при стабілізації деформацій.

6. Для дотримання вимог будівельних норм стосовно граничних осідань армування таких основ у межах стислої товщі необхідно здійснювати на значно більшу глибину.

4 ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ АРМОВАНИХ ҐРУНТОЦЕМЕНТНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ СЛАБКИХ ГЛИНИСТИХ ОСНОВ СТРІЧКОВИХ ФУНДАМЕНТІВ

4.1 Тестове моделювання лоткових досліджень напружено-деформованого стану армованих ґрунтоцementeментними елементами основ скінченноелементними моделями ґрунтового середовища

Відповідно до поставлених задач для аналізу осідань армованих ґрунтоцementeментними елементами основ стрічкових фундаментів було вирішено провести теоретичні розрахунки МСЕ за різними моделями розрахунку та виконати порівняння результатів теоретичних розрахунків з результатами геодезичних спостережень натурному об'єкті.

Достовірність обраних моделей оцінювалась порівнянням змодельованих графіків осідання від навантаження та їх характерних точок із даними лоткового експерименту, розглянутого в розділі 2.

Задача виконувалася за наступним алгоритмом: аргументування правильного вибору моделей поведінки ґрунту та моделювання елементів армування; визначення граничних умов моделі (розмірів розрахункової області, умов закріплення, розмірів СЕ, згущення сіток, фаз прикладення навантажень тощо). Отже, для досягнення поставленої мети вирішувалися наступні задачі:

- моделюванням МСЕ у просторовій постановці з використанням ідеальної пружно-пластичної моделі ґрунту з критерієм міцності Мора-Кулона (Mohr-Coulomb) дослідити розвиток деформацій штампугу на неармованій основі та основі, армованій вертикальними ГЦЕ;

- моделюванням МСЕ у просторовій постановці з використанням моделі ґрунту ізотропного ущільнення (Hardening soil model) оцінити розвиток деформацій штампугу на неармованій основі та основі, армованій вертикальними ГЦЕ;

- порівняти деформований стан армованої та природної основи

стрічкового штампу за розрахунком МСЕ з даними лоткового натурального експерименту.

4.1.1 Вихідні дані та методика моделювання для теоретичних розрахунків лоткових досліджень напружено-деформованого стану армованих ґрунтоцементними елементами основ

З досвіду проектування [5, 36, 41, 45] та аналізу поведінки ґрунту для моделювання СЕ вибрано програмний комплекс Plaxis [38, 117, 130, 131]. Наразі він дає можливість обрати наступні моделі поведінки матеріалів: Linear Elastic, Mohr-Coulomb, Hardening Soil, HS small, UBC3D-PLM, Soft soil, Soft soil creep, Jointed rock, Modified Cam-Clay, NGI-ADP, UDCAM-S, Hoek-Brown, Sekiguchi-Ohta (Inviscid/Viscid), Concrete. Частина з них спеціально використовується для задання будівельних конструкцій, моделювання скельних порід тощо, а, отже, явно не підходить для моделювання наявних ґрунтових умов.

Для виконання тестової задачі було обрано дві моделі, доволі популярні та прості у використанні: ідеальна пружно-пластична модель ґрунту із критерієм міцності Мора-Кулона (Mohr-Coulomb) та модель ізотропного ущільнення (зміцнення) (Hardening Soil) [68, 86, 108, 117, 131, 144].

Лінійно-пружна частина модель Мора-Кулона базується на законі ізотропної пружності Гука. Ідеально пластична частина базується на сформульованому критерію руйнування Мора-Кулона. Пластична стадія роботи ґрунту по цій моделі передбачає розвиток необоротних деформацій. Щоб оцінити, чи досягає задача розрахунку пластичної стадії у розрахунках функція текучості f вводить як функція напруги та деформації, де пластична текучість пов'язана з умовою $f=0$. Ця умова часто може бути представлена у вигляді поверхні в просторі головних напружень. Ідеально пластична модель – це конститутивна модель із фіксованою поверхнею текучості, тобто такою поверхнею текучості, яка повністю визначається параметрами моделі і не піддається впливу пластичного деформування.

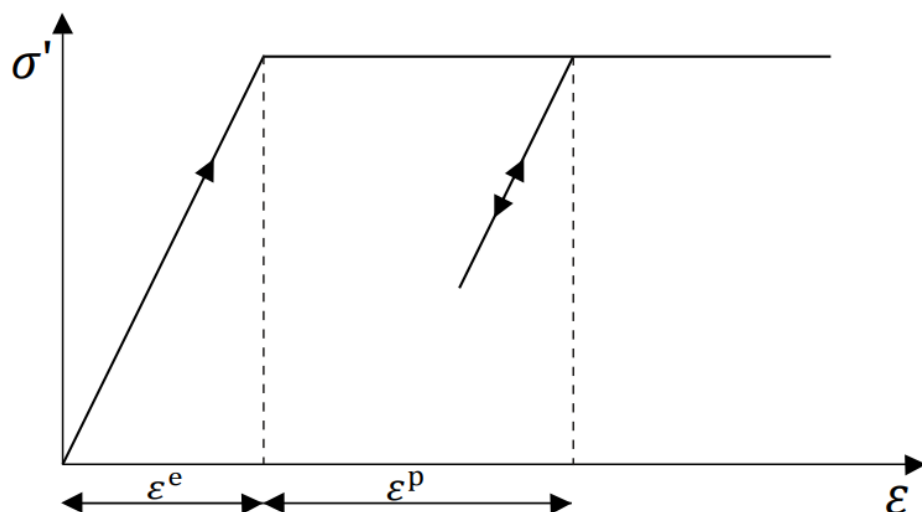


Рис. 4.1. Графічна інтерпретація основної залежності моделі Mohr-Coulomb

Для напружених станів, представлених точками в межах текучості поверхні, поведінка є чисто пружною, і всі деформації є оборотними. Умова текучості Мора-Кулона сформульована у 6 основних функціях, котрі виражені через кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення та головні напруження.

$$\left. \begin{aligned} f_{1a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{1b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{2a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_3 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{2b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{3a} &= \frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_2) + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \\ f_{3b} &= \frac{1}{2}(\sigma'_2 - \sigma'_1) + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_1)\sin\varphi - c\cos\varphi \leq 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.1)$$

Крім параметрів пластичності c , φ та ψ , необхідно ввести модуль Юнга E та коефіцієнт Пуассона ν . Описана модель називається лінійно-пружною ідеально пластичною моделлю з критерієм руйнування Мора-Кулона. Для простоти цю модель називають моделлю Мора-Кулона (Mohr-Coulomb).

На відміну від ідеально пружно-пластичної моделі, поверхня текучості моделі ізотропного ущільнення (зміцнення) не фіксована в просторі головних напружень, але може розширюватися за рахунок пластичного деформування.

Можна розрізнити два основних типи, а саме зміцнення на зсув та зміцнення на стиск. Зміцнення на зсув використовується для моделювання необоротних деформацій внаслідок первинного девіаторного навантаження. Зміцнення на стиск використовується для моделювання необоротних пластичних деформацій внаслідок первинного стиснення під час одометричного навантаження та ізотропного навантаження. Обидва типи зміцнення містяться в цій моделі.

Основною ідеєю формулювання моделі ізотропного ущільнення ґрунту є гіперболічний зв'язок між вертикальною деформацією ε_1 і девіаторним напруженням q при первинному тривісному навантаженні. Тут, як правило, стандартні дренавані тривісні випробування криві дохідності, які можна описати як

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \text{ при } q < q_f. \quad (4.2)$$

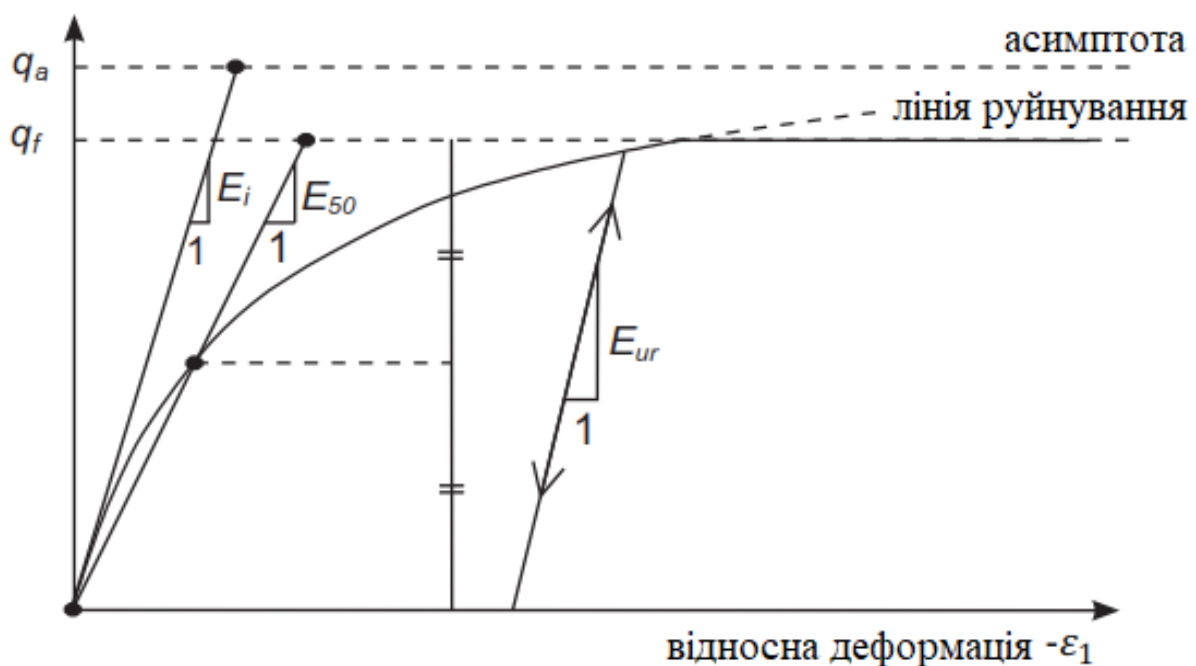


Рис. 4.2. Графічна інтерпретація основної залежності моделі
Hardening soil model

Перевагою моделі ізотропного ущільнення над моделлю Мора-Кулона є не тільки використання гіперболічної кривої напруження-деформація замість білінійної кривої, але й контроль залежності значення напруження.

При використанні моделі Мора-Кулона наявне лише фіксоване значення модуля Юнга, тоді як для реальних ґрунтових умов цей параметр залежить від значень напруження, які необхідно оцінити та використати для отримання відповідних значень.

Для виконання чисельного моделювання штампових досліджень у лотку були обрані ті самі характеристики лотку, ґрунтової основи, ґрунтоцементу та відсотків армування, що у лотковому дослідженні. Розміри розрахункової області у плані склали 580×530 мм, глибина – 560 мм. Прямокутний сталевий штамп розмірами у плані 420×35 мм змодельований плитним елементом, з характеристиками сталі марки С245.

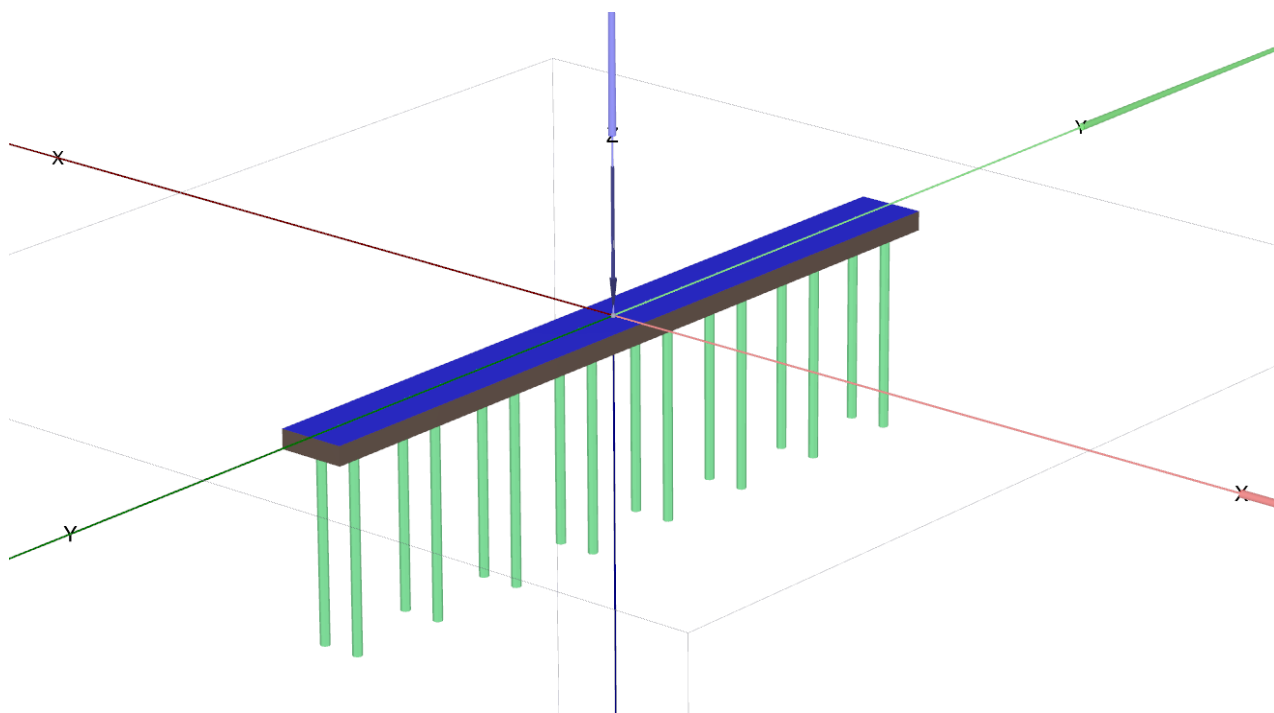


Рис. 4.3. Ґрунтоцементні елементи, задані об'ємними ґрунтовими елементами

Проведене моделювання основ без армування ІЦЕ та при різному відсотку армування з глибиною елементів 100 мм при діаметрі елементів 6 мм. Прийнято варіювання значення відсотка армування на трьох рівнях 2,1%; 4,4% та 7,1%. Виконано 2 варіанти розрахунку, базуючись на методі задання ґрунтоцементних елементів.

В першому варіанті ґрунтоцементні елементи моделювалися об'ємними елементами (рис. 4.3). Постадійно враховувалося виймання ґрунту для

влаштування буферної щебеневої подушки, ґрунтоцементних елементів, заповнення свердловин ґрунтоцементом, влаштування подушки, штампу та поетапне навантаження. Вертикальні ГЦЕ моделювалися як об'ємне ґрунтове тіло із відповідними характеристиками із моделлю поведінки *linear elastic*.

При другому варіанті розрахунку виконувалося спрощення – ГЦЕ моделювалися як паля із відповідними характеристиками (рис. 4.4), а поетапне моделювання було обмежене стадіями влаштування паль та прикладення навантаження. ГЦЕ було змодельовано пальовими елементами, так званими *embedded beam*. Тип поведінки – паля, з'єднання з фундаментом – вільне, поведінка матеріалу – *linear elastic*.

Параметри, необхідні для задання елемента як палі *axial skin resistance* та *base resistance*, обчислено згідно нормативних документів [12, 13], як для буронабивних паль.

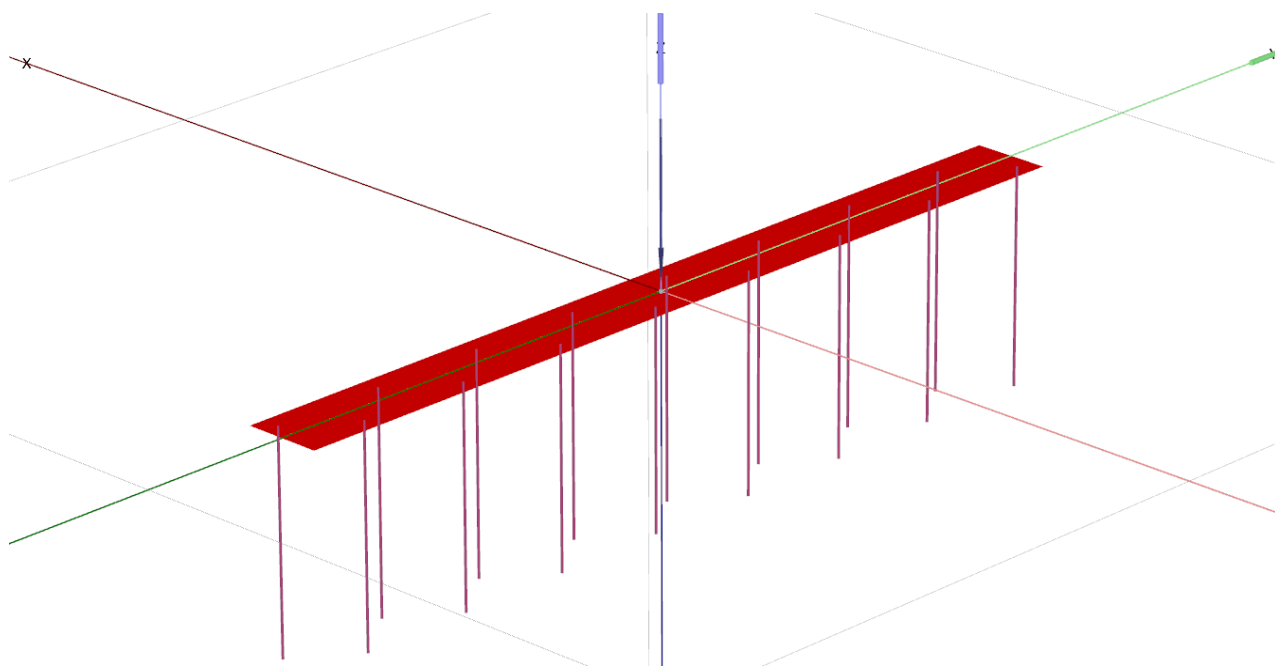


Рис. 4.4. Ґрунтоцементні елементи, задані пальовими елементами *embedded beam*

Для кожного випадку тиск на ґрунт прикладався відповідний до отриманого у лотковому експерименті. У таблицях 4.1 та 4.2 подано характеристики, задані при моделюванні по обом моделям поведінки ґрунту, відповідно.

Таблиця 4.1

**Характеристики, задані для моделі ґрунту Mohr-Coulomb при моделюванні
НДС системи «ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп»**

Елемент	ρ , г/см ³	E' , МПа	φ , °	c , кПа	ν
Ґрунтова паста	1,85	0,7	0	15,8	0,35
Щебінь	2,00	40	40	1,0	0,25
Ґрунтоцемент	2,00	300	-	-	-
Ґрунтоцементні пальові елементи	2,00	300	-	-	0,25

Таблиця 4.2

**Характеристики, задані для моделі ґрунту
Hardening soil model при моделюванні НДС системи
«ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп»**

Елемент	ρ , г/см ³	E_{50} , МПа	E_{oed} , МПа	E_{ur} , МПа	φ , °	c , кПа	ν
Ґрунтова паста	1,85	0,7	0,7	3,5	0	15,8	0,35
Щебінь	2,00	40	40	-	40	1,0	0,25
Ґрунтоцемент	2,00	300	300	-	-	-	-
Ґрунтоцементні пальові елементи	2,00	300	300	-	-	-	0,25

Створено сітку скінчених елементів, для якої прийнятий рівень щільності very fine задано через малу шарів ґрунту (власне, лише штучно вкладена в лотковому дослідженні глиняна паста), наявність незначної кількості ГЦЕ, просту прямокутну форму штамп, а, отже, й відносно велику швидкість обрахунку задачі.

Сітка об'ємних скінчених елементів у вигляді трикутних призм генерувалась програмою автоматично, згущення виконувалося у паль та основи штамп, додаткового згущення не задавалося. Кількість СЕ змінювалась

залежно від складності розрахункової схеми: для варіанту із моделюванням ГЦЕ пальовими елементами embedded beam від 7819 до 22315 шт., для моделювання об'ємними ґрунтовими елементами від 55757 до 145947 шт.

У розрахунках прийнято наступні передумови та параметри. Ітераційна процедура передбачала: відносну похибку дорівнює 0,05; максимальна кількість ітерацій кожного кроку не перевищує 60; максимальна кількість кроків у кожній фазі – по 250.

4.1.2 Результати моделювання лоткових досліджень напружено-деформованого стану армованих ґрунтоцементними елементами основ

В результаті моделювання було отримано залежності осідань основи штампа від тиску на основу по різних моделях поведінки ґрунту (та ґрунтоцементних елементів). На рис. 4.5 наведені графіки осідань за розрахунковими моделями MC та HSM (за обома варіантами задання ГЦЕ) для неармованої основи штампа та графік згідно експерименту (див. розділ 2).

Наведений нижче графік демонструє доволі високу відповідність експериментальних та теоретично змодельованих залежностей осідань від тиску при використанні отриманих значень питомого зчеплення по формулам, отриманих для другого критичного тиску (див. розділ 2). Усі чотири моделі ґрунту описують поведінку ґрунтової пасти достатньо добре при статичному випробуванні жорстким стрічковим штампом. На експериментальному графіку присутні ділянки, котрі відхиляються від ідеально пружно-пластичних залежностей апробованих моделей поведінки ґрунту. Ці ефекти можна пояснити різним часом дії ступенів тиску при випробуваннях, складністю отримання ґрунтової пасти ідеальної по всій висоті лотку та ін.

Для неармованої основи у пластичній стадії роботи ґрунту використання моделі HSM більш адекватно описує поведінку ґрунту, в той час, як модель MC дещо завищує осідання. Після досягнення ґрунтовою основою першого критичного тиску обидві моделі поведінки ґрунту завищують несучу здатність основи, для даного випадку у межах 5–30%.

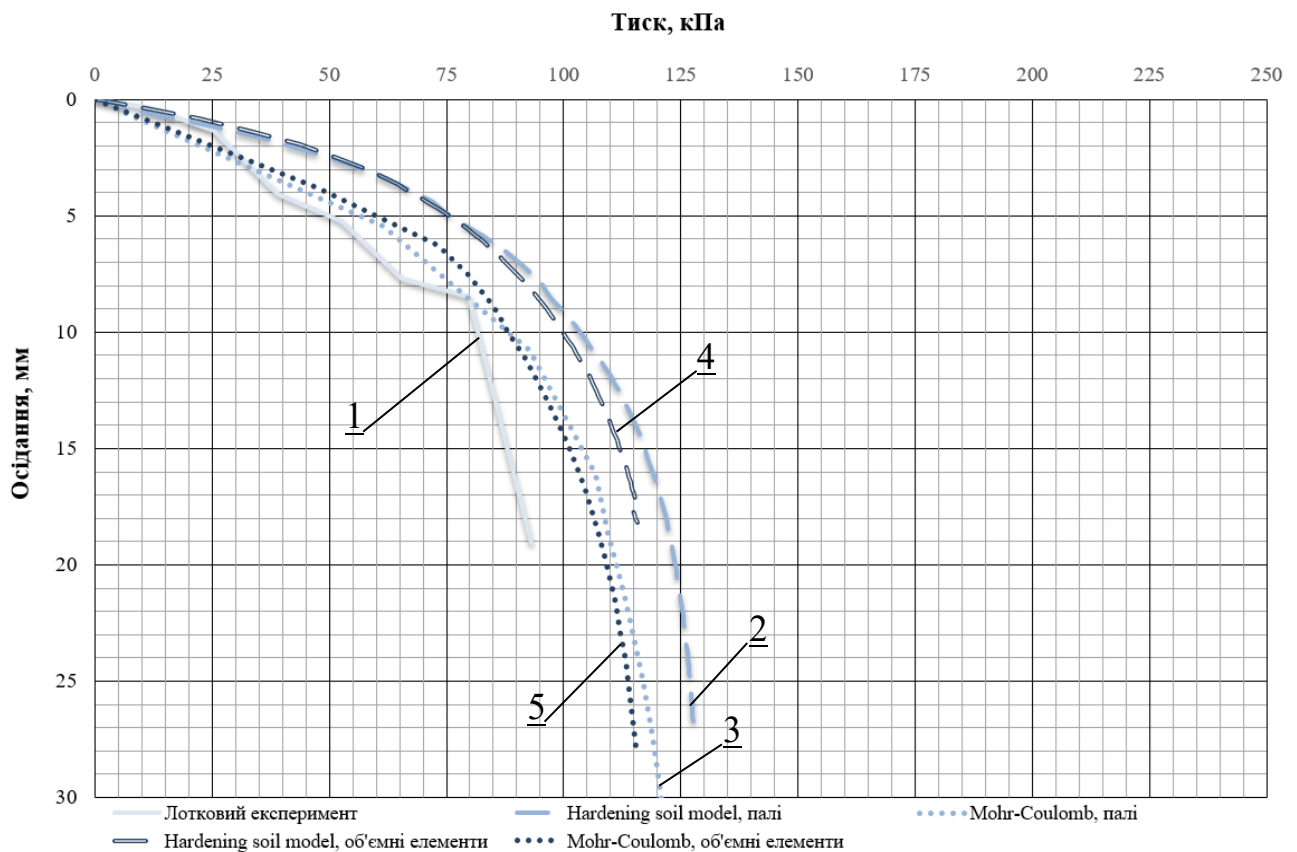


Рис. 4.5. Результати лоткових досліджень і чисельного моделювання штапових випробувань неармованої ґрунтової основи в лотку за даними: 1 – лоткового експерименту; 2 – моделі HSM та пальових елементів; 3 – моделі MC та пальових елементів; 4 – моделі HSM та об’ємних елементів; 5 – моделі MC та об’ємних елементів

На рис. 4.6–4.8 подано графіки, отримані за результатами чисельного моделювання випробувань армованих основ штапу. Загалом обриси графіків осідання стрічкового штапу від навантаження у експериментальній частині та згідно моделювання МСЕ подібні. Аналізуючи залежності, наведені нижче, можна зробити висновок про коректність використання запропонованих у п.4.1.1 моделей для прогнозування осідань слабкої глинистої основи стрічкового штапу, підсиленої вертикальним ґрунтоцементним армуванням.

На рис. 4.6 наведені графіки для відсотку армування $i=2,1\%$. Для даного варіанту армування моделі HSM, як задання ГЦЕ об’ємними елементами, так і пальовими показує доволі точне співпадіння графіків до досягнення першого критичного тиску, як для моделювання об’ємними елементами, так і для

пальових елементів майже ідеальне. За моделлю Мора-Кулона в цій же стадії роботи ґрунту моделювання МСЕ завищує осідання. При цьому, лінійна залежність при цій моделі поведінки ґрунту, як і має бути теоретично, довша.

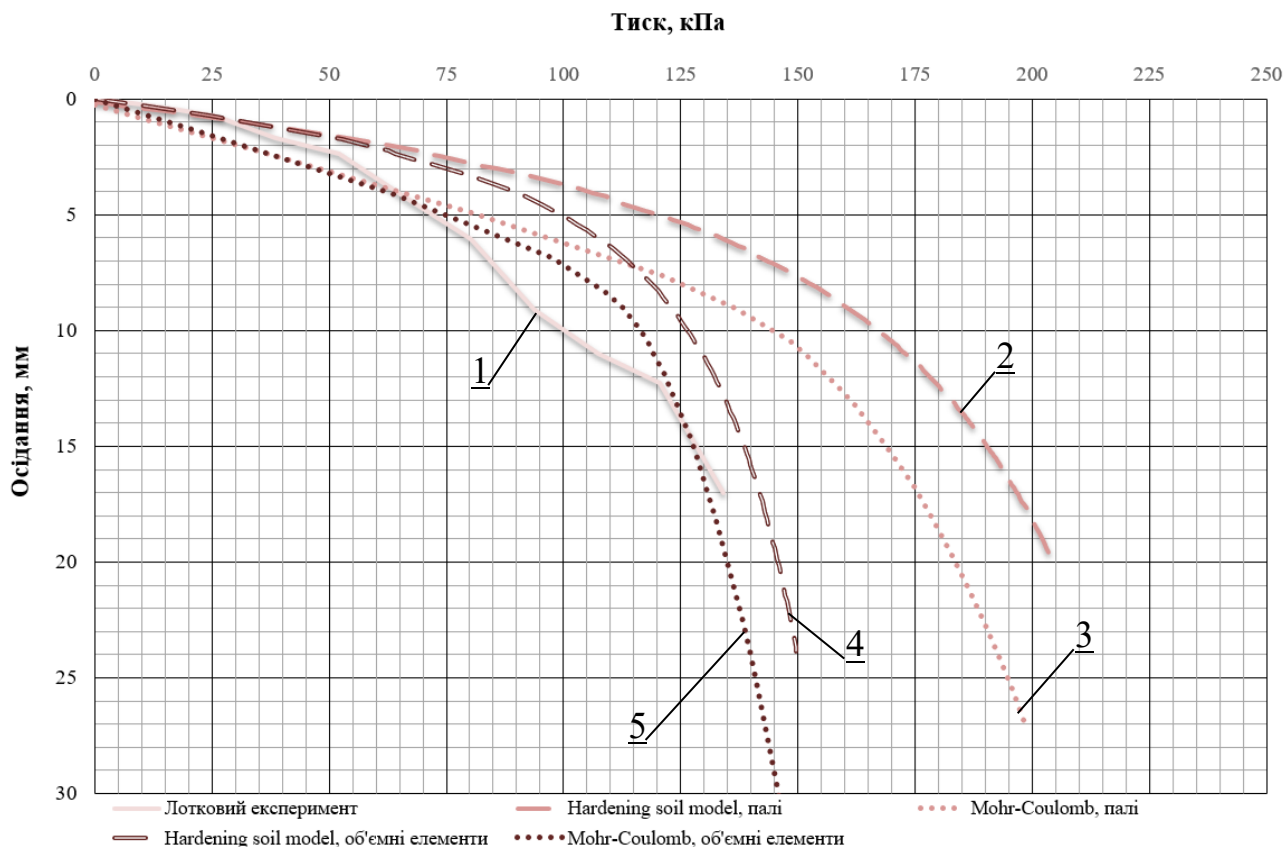


Рис. 4.6. Результати лоткових досліджень і чисельного моделювання штампових випробувань ґрунтової основи в лотку при відсотку армування 2,1% за даними: 1 – лоткового експерименту; 2 – моделі HSM та пальових елементів; 3 – моделі МС та пальових елементів; 4 – моделі HSM та об'ємних елементів; 5 – моделі МС та об'ємних елементів

Такі самі висновки можна зробити після аналізу графічних залежностей для армованих основ при $i=4.4\%$ та $i=7.1\%$. (рис. 4.7 та 4.8 відповідно). При усіх варіантах моделі Мора-Кулона завищують осідання основи, особливо в стадії пружних деформацій. Якщо порівнювати результати осідань після досягнення першого критичного тиску і переходу із пружної до пластичної поведінки ґрунту, то моделювання пальовими елементами завищує несучу здатність основи.

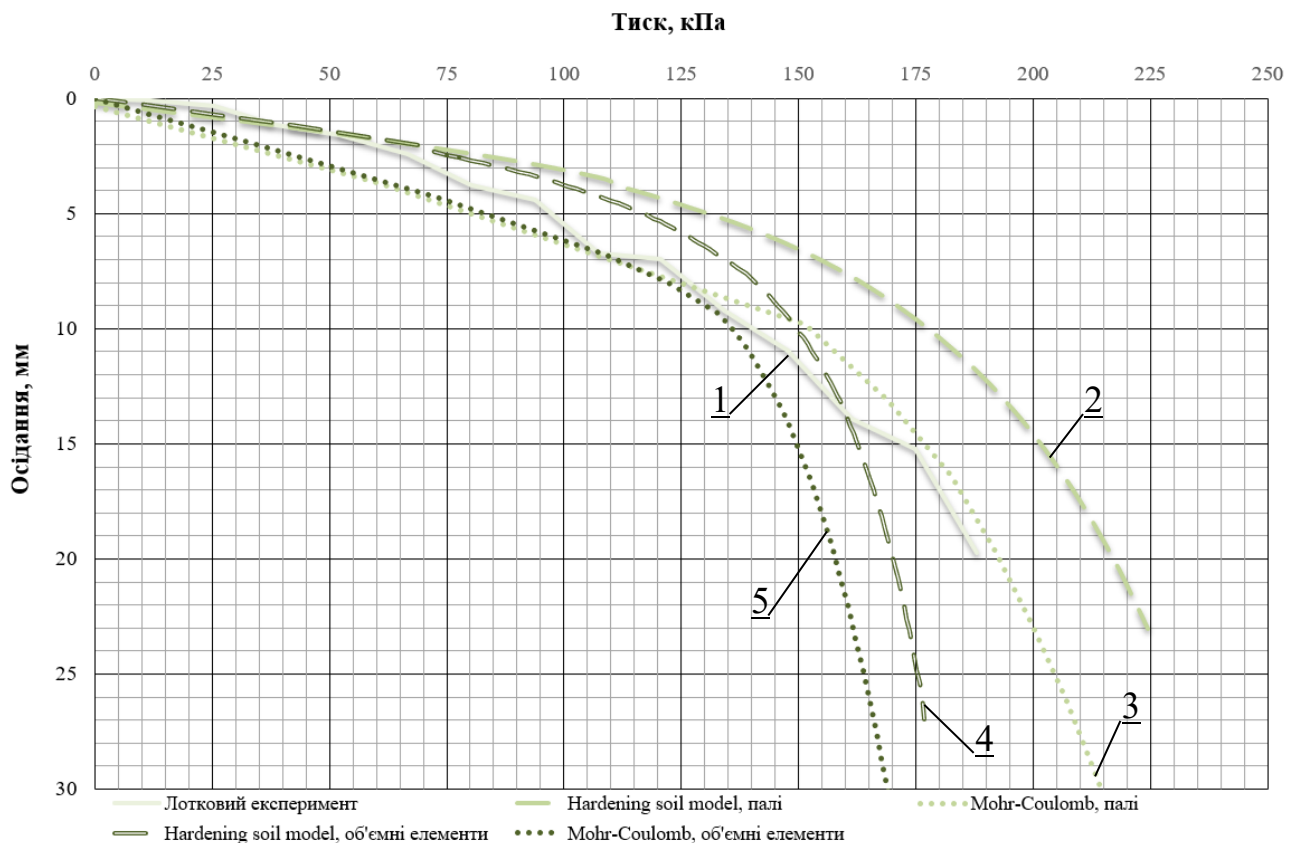


Рис. 4.7. Результати лоткових досліджень і чисельного моделювання штампових випробувань ґрунтової основи в лотку при відсотку армування 4,4% за даними: 1 – лоткового експерименту; 2 – моделі HSM та палювих елементів; 3 – моделі MC та палювих елементів; 4 – моделі HSM та об'ємних елементів; 5 – моделі MC та об'ємних елементів

Зазначимо, що моделям Мора-Кулона відповідає необмежений розвиток деформацій навіть за межами другого критичного тиску, тоді як моделі ізотропного ущільнення HSM – вичерпання несучої здатності при досягненні другого критичного тиску, для якого власне й визначалися характеристики міцності.

Оцінюючи отримані графіки, зауважимо наступне.

Для неармованої основи стрічкового штамп перший критичний тиск склав – 25 кПа (лоткові дослідження); 61 кПа (MC, палі); 73 кПа (MC, об'ємні елементи); 37 кПа (HSM, палі); 44 кПа (HSM, об'ємні елементи). Найближче наближення – на 76% більше від значення експерименту модель HSM із палювими елементами.

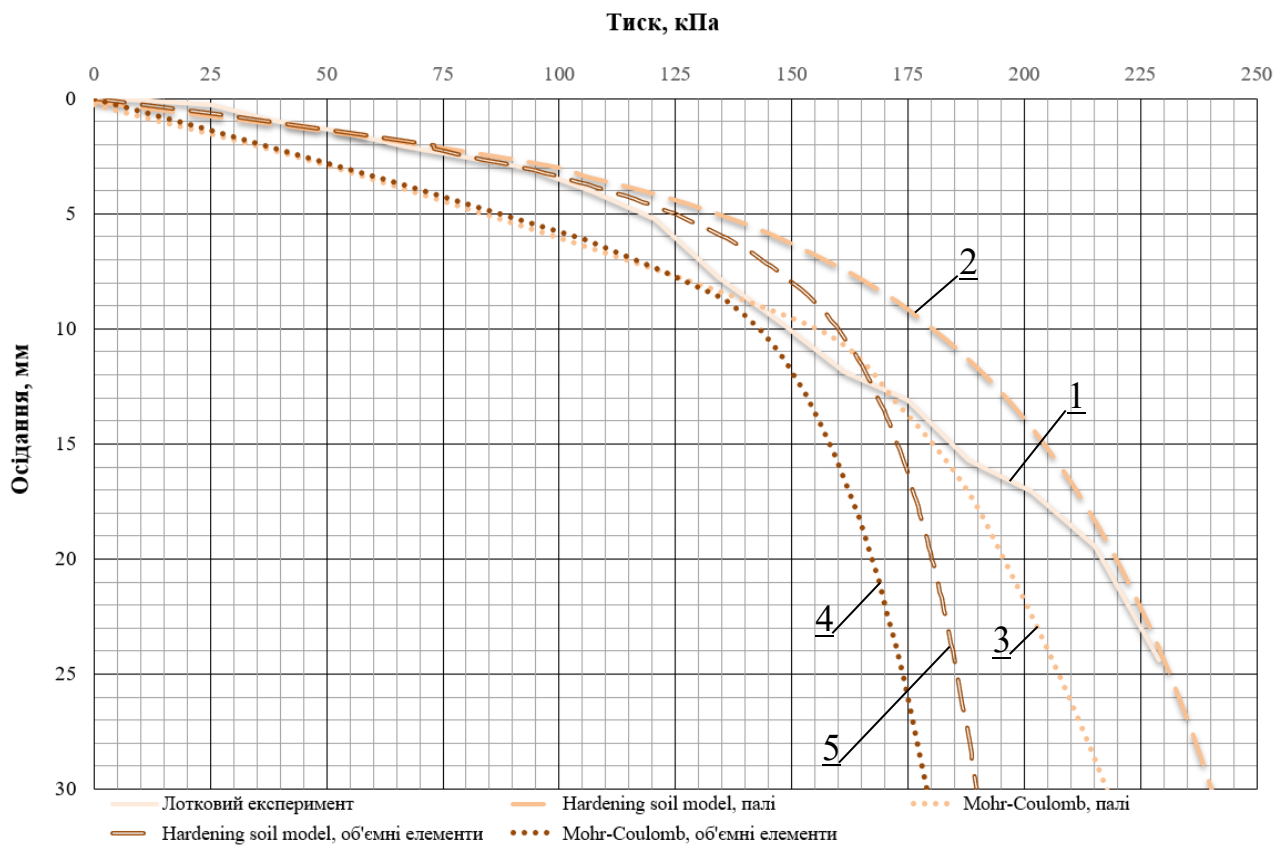


Рис. 4.8. Результати лоткових досліджень і чисельного моделювання штапових випробувань ґрунтової основи в лотку при відсотку армування 7,1% за даними: 1 – лоткового експерименту; 2 – моделі HSM та паливових елементів; 3 – моделі MC та паливових елементів; 4 – моделі HSM та об’ємних елементів; 5 – моделі MC та об’ємних елементів

Для армованої основи жорсткого стрічкового штапу при відсотку армування 2,1% перший критичний тиск склав – 52 кПа (лоткові дослідження); 121 кПа (MC, палі); 108 кПа (MC, об’ємні елементи); 69 кПа (HSM, палі); 63 кПа (HSM, об’ємні елементи). Найближче наближення – на 21% більше від значення експерименту модель HSM із об’ємними елементами.

Для армованої основи жорсткого стрічкового штапу при відсотку армування 4,4% перший критичний тиск склав 64 кПа (лоткові дослідження); 152 кПа (MC, палі); 132 кПа (MC, об’ємні елементи); 109 кПа (HSM, палі); 70 кПа (HSM, об’ємні елементи). Найближче наближення – на 9% більше від значення експерименту модель HSM із об’ємними елементами.

Для армованої основи жорсткого стрічкового штапу при відсотку

армування 7,1% перший критичний тиск склав 121 кПа (лоткові дослідження); 154 кПа (МС, палі); 135 кПа (МС, об'ємні елементи); 104 кПа (НСМ, палі); 73 кПа (НСМ, об'ємні елементи). Найближче наближення – на 12% більше від значення експерименту модель МС із об'ємними елементами.

Можемо припустити, що отримані похибки відбулися через недостатньо точно визначені характеристики міцності, котрі потім задавалися для розрахунку у програмному комплексі. Адже доволі складно в лабораторних умовах отримати однорідного складу ґрунтову основу. Серед іншого, можна відмітити, що основа у лотку була створена штучно. Моделювання не враховує такі фактори.

Через вищенаведене можна відмітити різний характер зон пластичної роботи ґрунту на графіках – в моделі ізотропного ущільнення плавніший графік, котрий більш корелює з експериментальним, а в моделі ідеально пружно-пластичної роботи ґрунту фактично точки першого та другого критичного тиску співпадають, тобто, одразу відбувається швидкий приріст деформацій (осідання).

Для наочності проведених досліджень представлено графічні результати моделювання МСЕ для армованих основ. На рис. 4.9–4.12 наведені вертикальні перерізи по моделі ґрунту із результатами вертикальних переміщень СЕ (осідань ґрунту) за однакових умов (тиску на основу, відсотку армування, моделі поведінки ґрунту) при різних параметрах моделювання ГЦЕ. На рис. 4.9, 4.11 показані осідання моделі при моделювання об'ємними ґрунтовими елементами, в той час, як на рис. 4.10, 4.12 – пальовими.

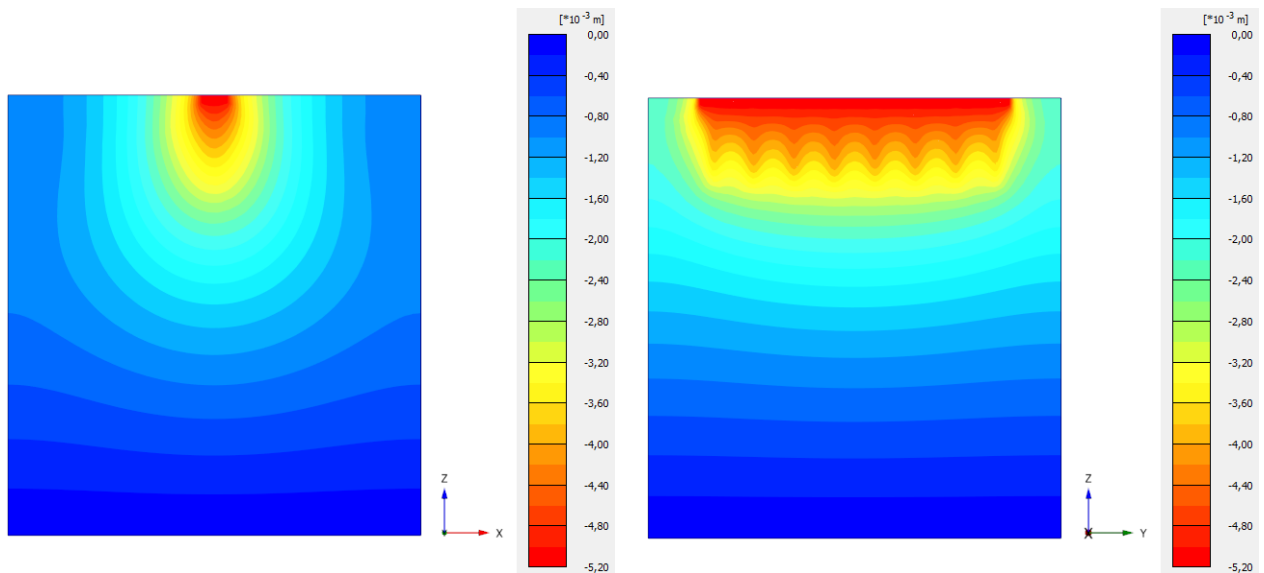


Рис. 4.9. Поперечні та повздовжні перерізи по центру штампі із візуалізацією осідань основи із відсотком армування 2,1% при навантаженні на штамп 1,1 кН (модель поведінки ґрунту Mohr-Coulomb, моделювання ГЦЕ об'ємними елементами ґрунту)

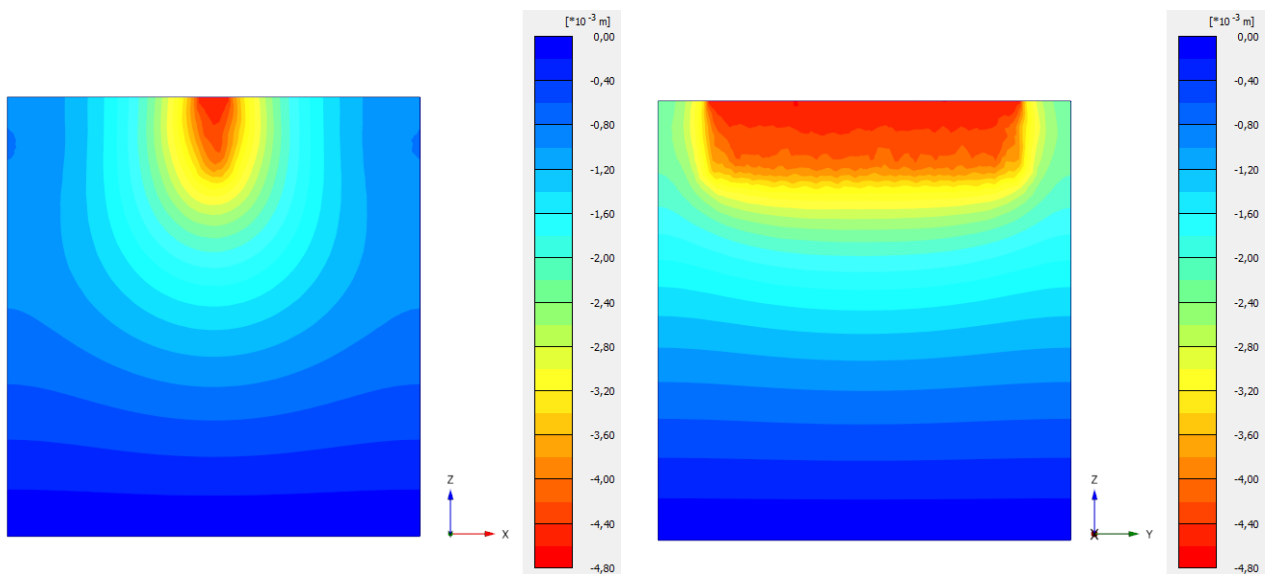


Рис. 4.10. Поперечні та повздовжні перерізи по центру штампі із візуалізацією осідань основи із відсотком армування 2,1% при навантаженні на штамп 1,1 кН (модель поведінки ґрунту Mohr-Coulomb, моделювання ГЦЕ пальовими елементами)

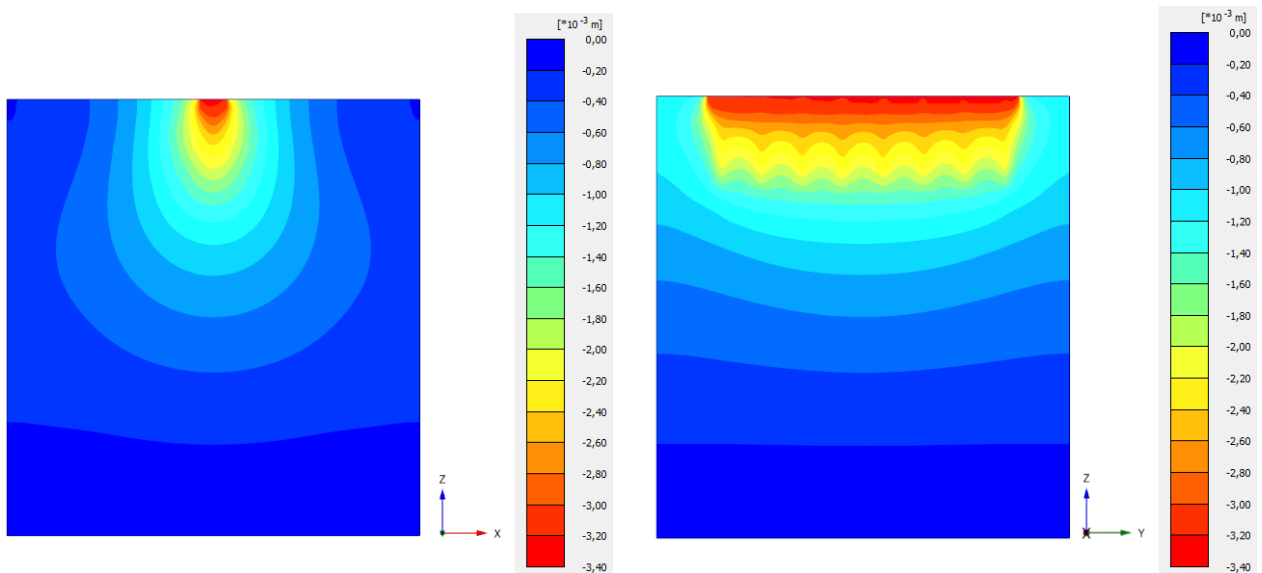


Рис. 4.11. Поперечні та повздовжні перерізи по центру штампі із візуалізацією осідань основи із відсотком армування 2,1% при навантаженні на штамп 1,1 кН (модель поведінки ґрунту Hardening soil model, моделювання ГЦЕ об'ємними елементами ґрунту)

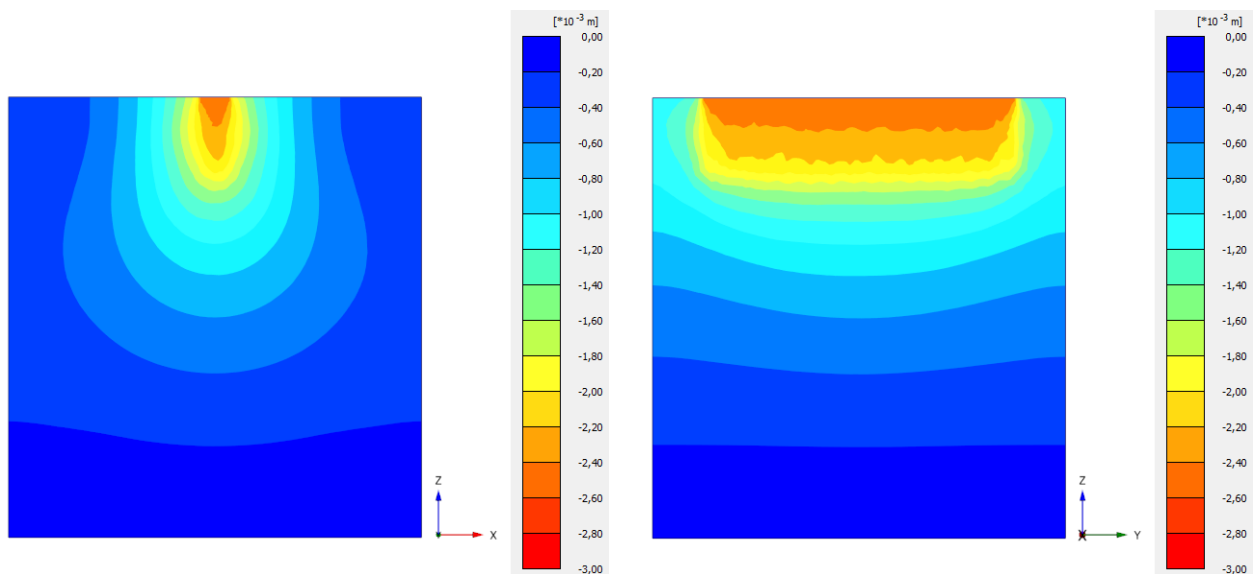


Рис. 4.12. Поперечні та повздовжні перерізи по центру штампі із візуалізацією осідань основи із відсотком армування 2,1% при навантаженні на штамп 1,1 кН (модель поведінки ґрунту Hardening soil model, моделювання ГЦЕ пальовими елементами)

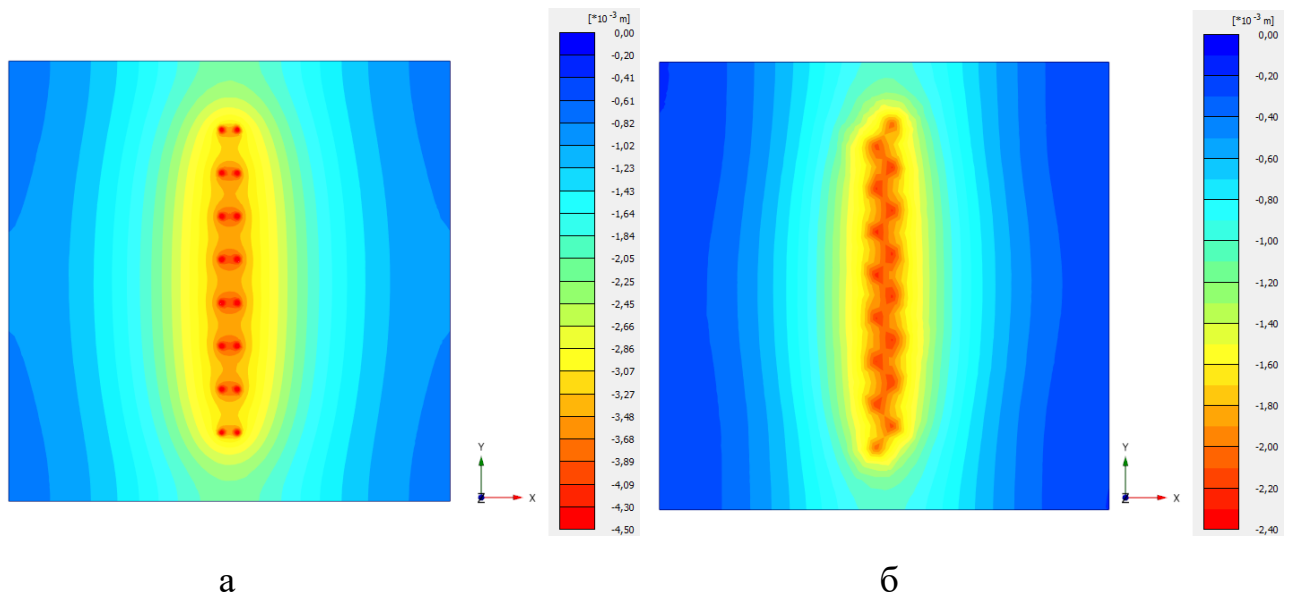


Рис. 4.13. Горизонтальний переріз осідань основи на глибині 100 мм від поверхні ґрунтової основи (під низом ГЦЕ, модель поведінки ґрунту Hardening soil model): а – моделювання ГЦЕ об’ємними елементами ґрунту, б – моделювання ГЦЕ пальовими елементами

Слід відмітити, що характер розташування зони осідань під штампом подібний у обох моделях поведінки ґрунту. При виконанні вертикального перерізу вздовж осі розміщення вертикального ґрунтоцементного армування чітко простежується, що при моделюванні палями частинки ґрунту під штампом осідають рівномірно, не залежачи від розміщення ГЦЕ (рис 4.10, 4.12, 4.13а), в той час, як при моделюванні елементів армування об’ємними тілами (рис. 4.9, 4.11, 4.13б) осідання частинок ґрунту посередині між палями найменше, а найбільше – по центру елементів армування посередині штампу, що більше відповідає реальності.

Для моделювання ГЦЕ пальовими елементами при моделі поведінки ґрунту HSM (рис. 4.14) графіки залежності осідання від навантаження при армованій основі майже не відрізняються. При цьому, чим вищий відсоток армування, тим менше різниця. Для даних умов моделі для $i=2.1\%$ перший критичний тиск складає 69 кПа, а для $i=4.1\%$ та $i=7.1\%$ – близько 109 кПа та 104 кПа, відповідно, в той час, як для неармованої основи – значно менше значення, орієнтовно 37 кПа.

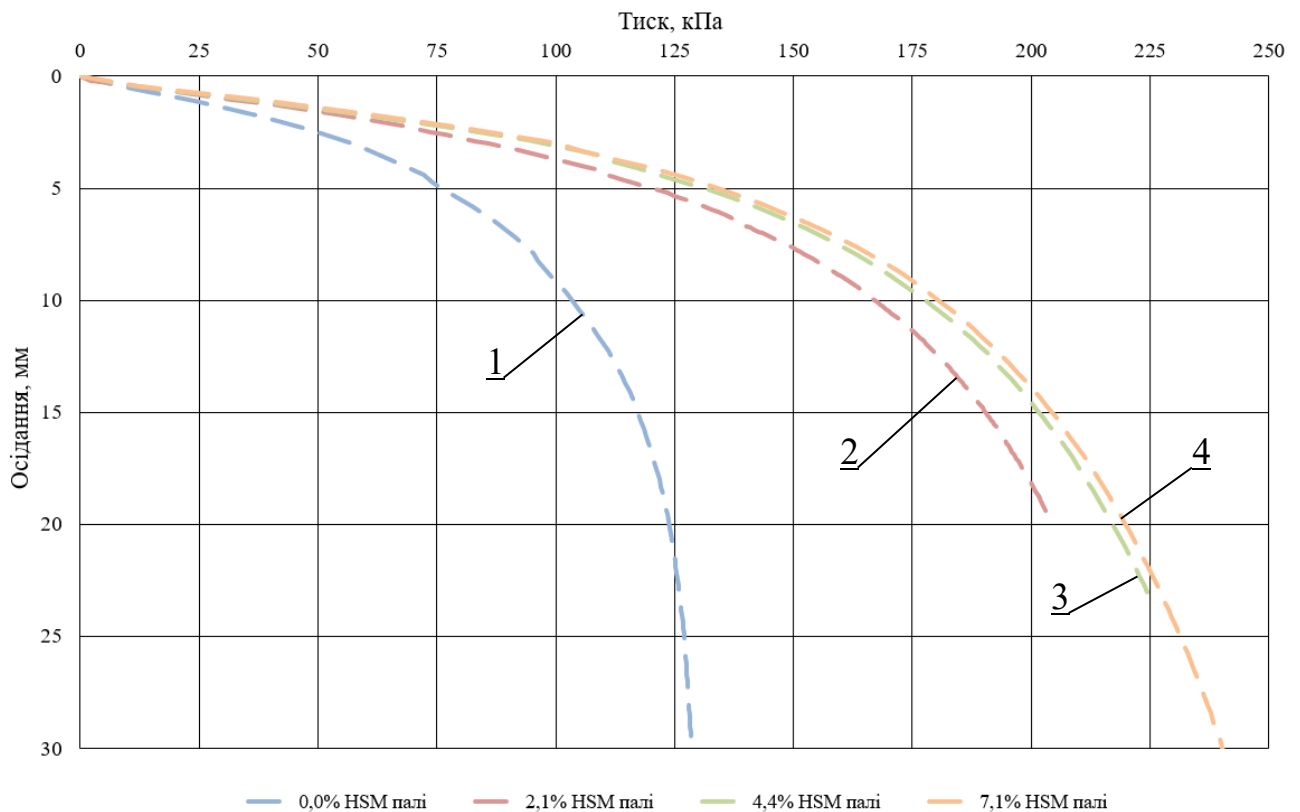


Рис. 4.14. Результати чисельного моделювання штампових випробувань ґрунтової основи в лотку при використанні моделі ізотропного ущільнення ґрунту та пальових елементів при варіативному відсотку армування:
 1 – неармована основа; 2 – $i=2,1\%$; 3 – $i=4,4\%$; 4 – $i=7,1\%$

Також, відповідно до результатів, за даною моделлю стадія пластичної роботи ґрунту для армованих основ майже ідентична за осіданнями при всіх варіантах проценту армування, а армування основи вище 4,1% не показує вагомого впливу на збільшення несучої здатності основи.

Для роботи неармованого ґрунту характерне продовження обрахунку навіть при дуже великій швидкості наростання деформацій, тоді як для армованого – колапс моделі відбувається доволі швидко.

Для моделювання ГЦЕ об'ємними елементами при моделі поведінки ґрунту HSM (рис. 4.15) перехід від пружної до пластичної стадії роботи ґрунту більш плавний, ніж для моделювання палями. Значення першого критичного тиску для неармованої основи близько 44 кПа, що відносно моделювання палями доволі східний результат. Для армованих основ цей тиск відповідає

значенням 63 кПа, 70 кПа, 73 кПа відповідно для $i=2.1\%$, $i=4.1\%$, $i=7.1\%$.

Пластична стадія при моделювання об'ємними елементами при завершенні обрахунку на досягненні другого критичного тиску при відсотках армування 0-4,1% показує майже лінійну залежність графіку несучої здатності основи до відсотку армування, в той час, як при збільшенні армування понад 4,1% демонструє вже недостатньо швидке зростання несучої здатності.

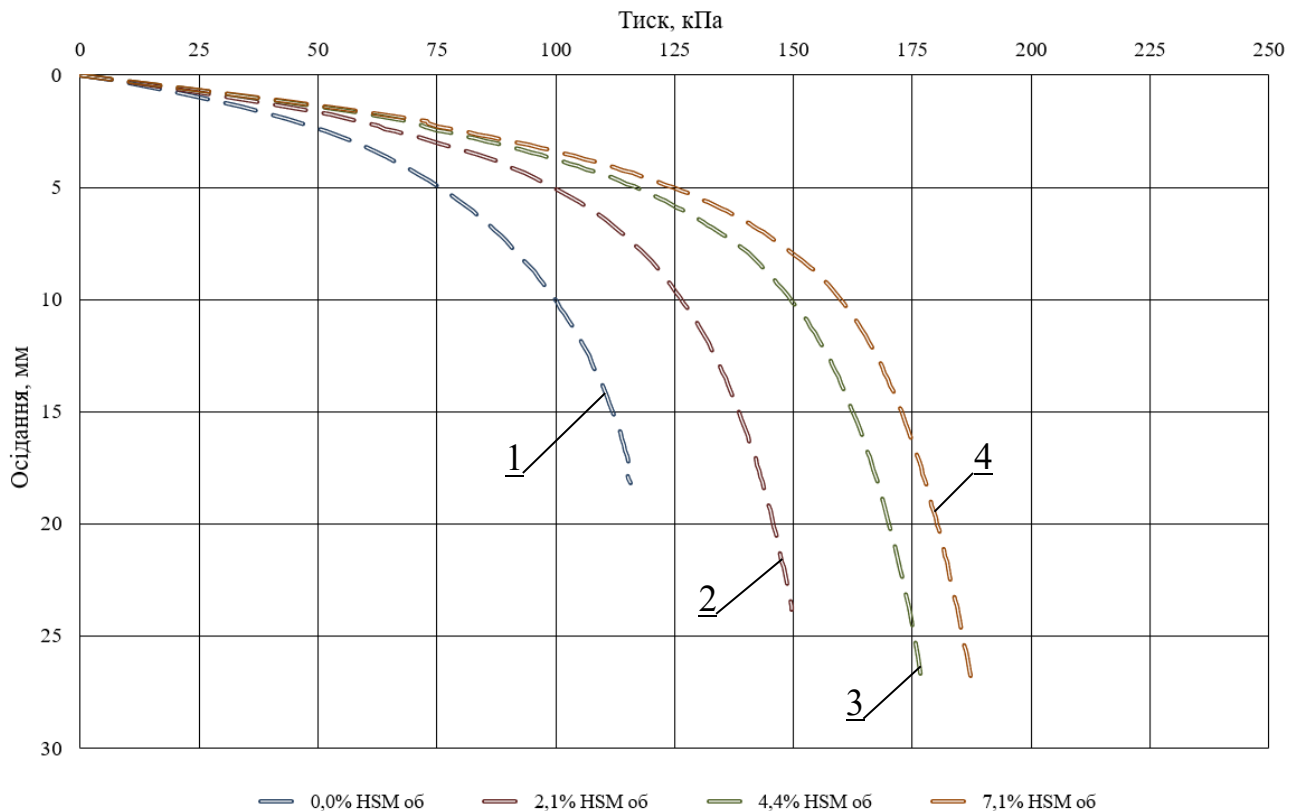


Рис. 4.15. Результати чисельного моделювання штампів випробувань ґрунтової основи в лотку при використанні моделі ізотропного ущільнення ґрунту та об'ємних елементів при варіативному відсотку армування:

1 – неармована основа; 2 – $i=2.1\%$; 3 – $i=4.4\%$; 4 – $i=7.1\%$

При заданні палями із використанням пружно-пластичної моделі ґрунту Мора-Кулона (рис. 4.16) майже не дає різниці для пружної частини графіку при застосування різних процентів армування. Якщо для неармованої основи значення першого критичного тиску склало 61 кПа, то для армованих основ цей тиск відповідає значенням 121 кПа, 152 кПа та 154 кПа відповідно для $i=2.1\%$, $i=4.1\%$, $i=7.1\%$ при майже ідеальному співпадінні графіків. Також суттєве

різниця й для стадії пластичних деформацій: при осіданні штампку на 30 мм значення тиску на основу при $i=0\%$ – 120 кПа, для армованих основ – 205–220 кПа.

Для моделі Мора-Кулона в розрахунках характерне довготривале збільшення деформації при майже відсутньому збільшенні тиску на основу. Особливо в цьому можна пересвідчитись із графіків моделювання пальовими елементами.

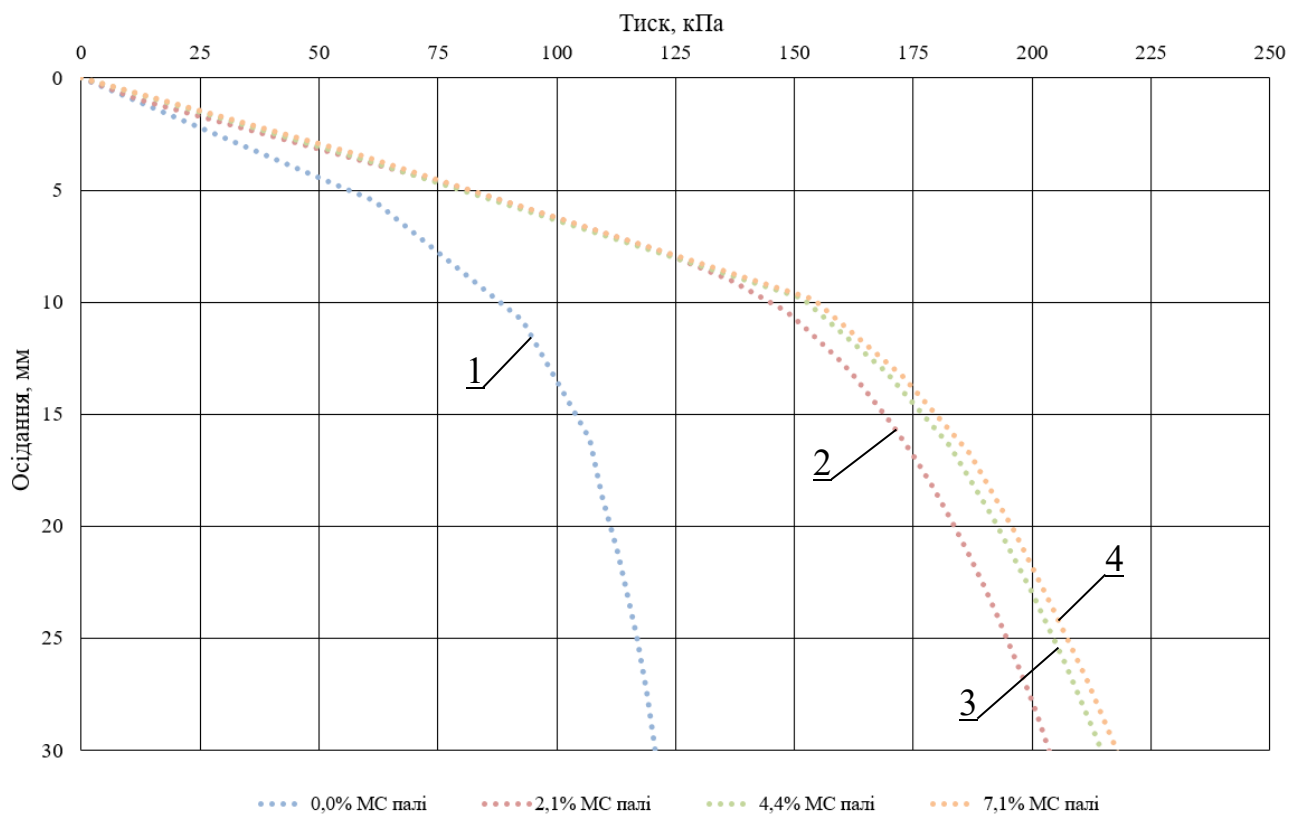


Рис. 4.16. Результати чисельного моделювання штампових випробувань ґрунтової основи в лотку при використанні моделі ґрунту Мора-Кулона та пальових елементів при варіативному відсотку армування:
1 – неармована основа; 2 – $i=2,1\%$; 3 – $i=4,4\%$; 4 – $i=7,1\%$

При моделюванні об'ємними елементами із використанням пружно-пластичної моделі ґрунту Мора-Кулона (рис. 4.17) для неармованої основи значення першого критичного тиску склало 73 кПа, а для армованих основ цей тиск відповідає значенням 108 кПа, 132 кПа та 135 кПа відповідно для $i=2.1\%$, $i=4.1\%$, $i=7.1\%$.

Як і при використанні пальових елементів, для об'ємних характерне довготривале збільшення деформації при майже відсутньому збільшенні тиску на основу. Втім, для об'ємних елементів більш чітко простежується різниця у графіках при варіюванні відсотку армування основи штампу.

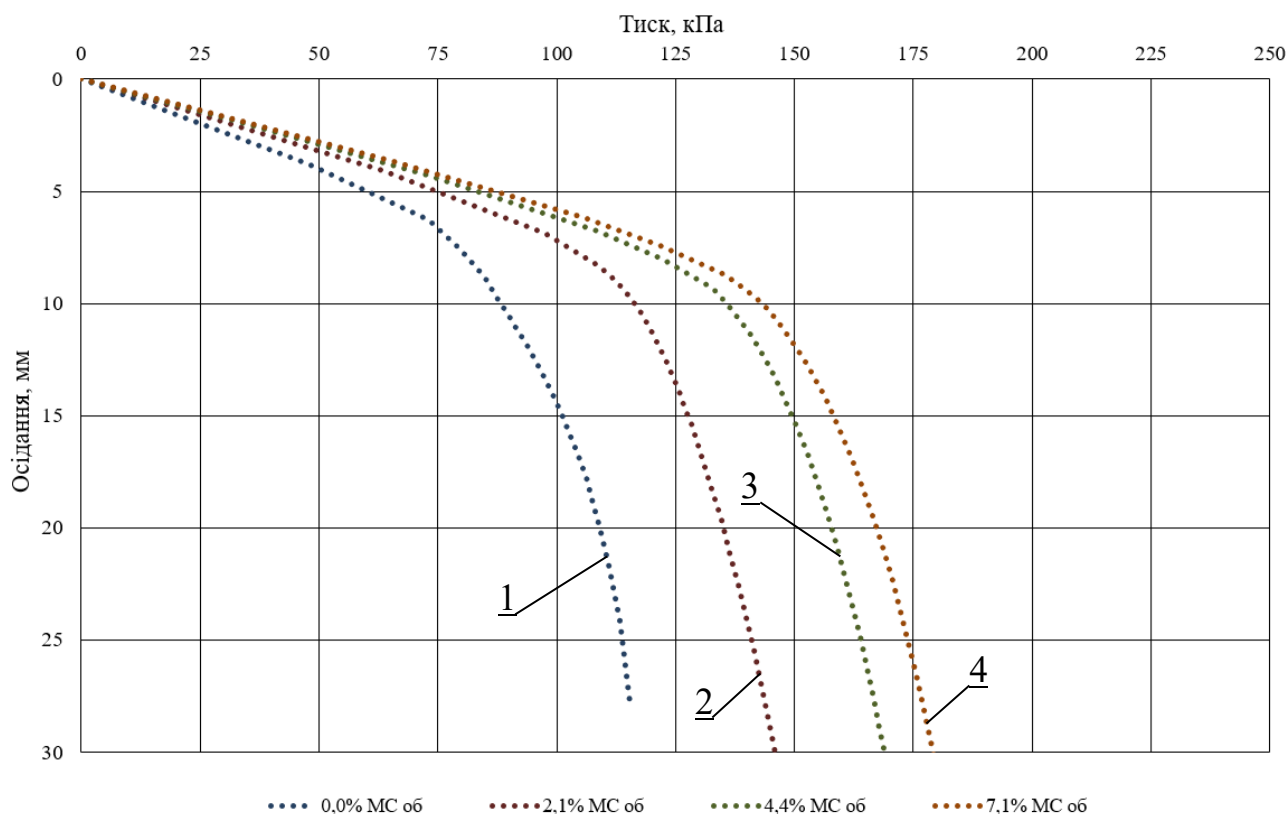


Рис. 4.17. Результати чисельного моделювання штампових випробувань ґрунтової основи в лотку при використанні моделі ґрунту Мора-Кулона та об'ємних елементів при варіативному відсотку армування:
1 – неармована основа; 2 – $i=2,1\%$; 3 – $i=4,4\%$; 4 – $i=7,1\%$

4.1.3 Результати моделювання напружено-деформованого стану армованої ґрунтоцементними елементами основи стрічкового штампу при їх варіативному розміщенні у плані

Також виконано моделювання МСЕ роботи ґрунтоцементної основи за інших параметрах армування зі збереженням розмірів лотку, штампу, діаметру та глибини ГЦЕ для оцінювання можливого впливу розміщення елементів в плані під штампом. Прийнята модель поведінки Hardening soil model та задання ГЦЕ об'ємними елементами вибрана, як найкоректніша згідно до результатів

п. 4.1.2. При цьому відсоток армування варіювався від 0 до 39,7% (тобто, від неармованої основи до заповнення площі масиву під штампом ГЦЕ у шаховому порядку з кроком два діаметри ГЦЕ між центрами елементів у кожному з напрямків). Представлено три варіанти моделювання за розміщенням ГЦЕ у плані.

Отже, перший варіант виконувався аналогічно до лоткових експериментів, коли між бічними гранями ГЦЕ та штампу залишався проміжок в один діаметр ГЦЕ. Максимальний відсоток армування склав 16,4%, що відповідає двом діаметрам між центрами елементів у плані (рис. 4.18).

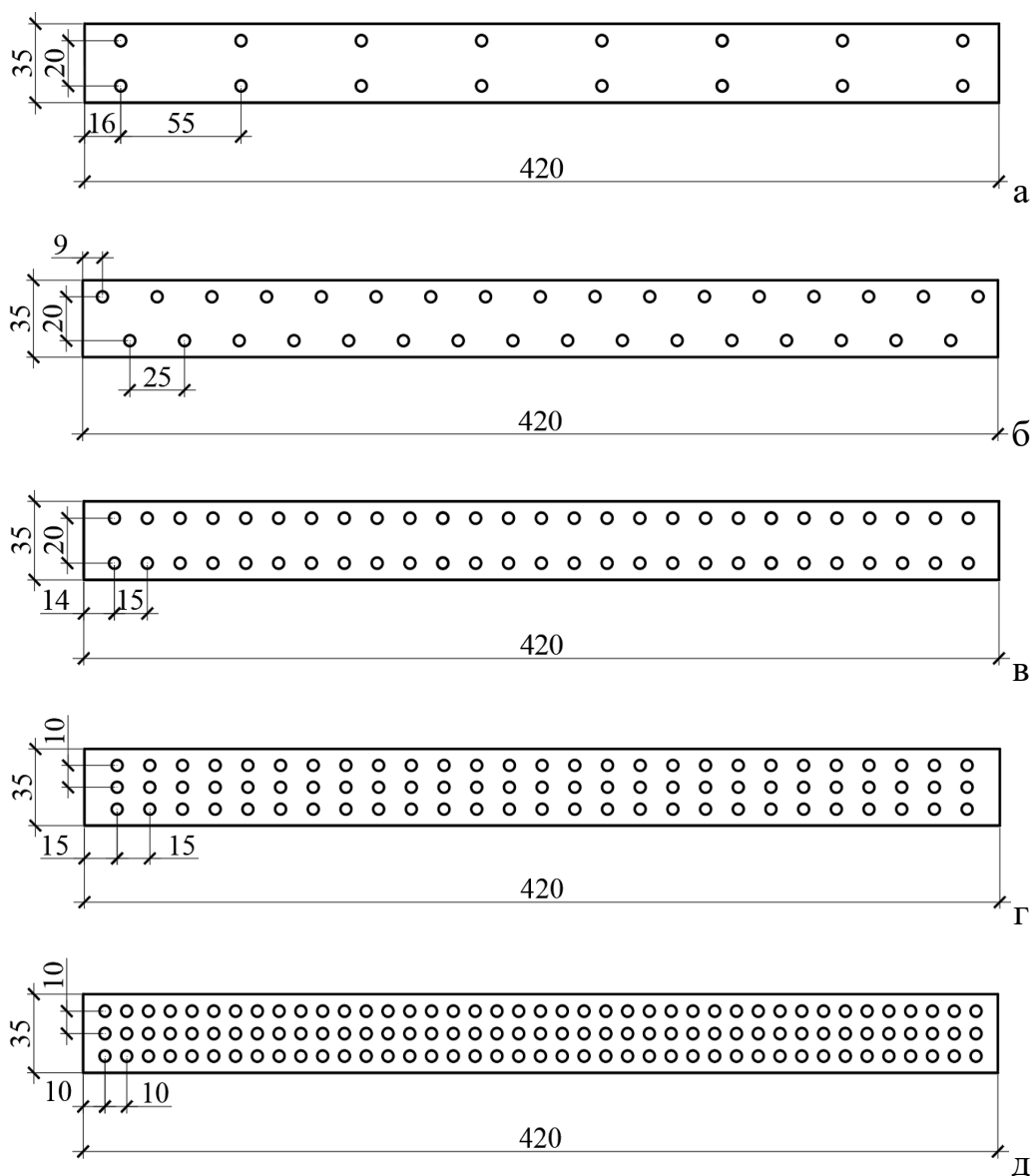


Рис. 4.18. Перший варіант схеми розташування ГЦЕ в плані:

а – 2,1%; б – 4,4%; в – 7,1%; г – 10,8%; д – 16,4%

Другий варіант – це розміщення зовнішньої грані ГЦЕ по зовнішній грані штампу. При цьому коефіцієнт армування складає від 0 до 39,7% (рис. 4.19).

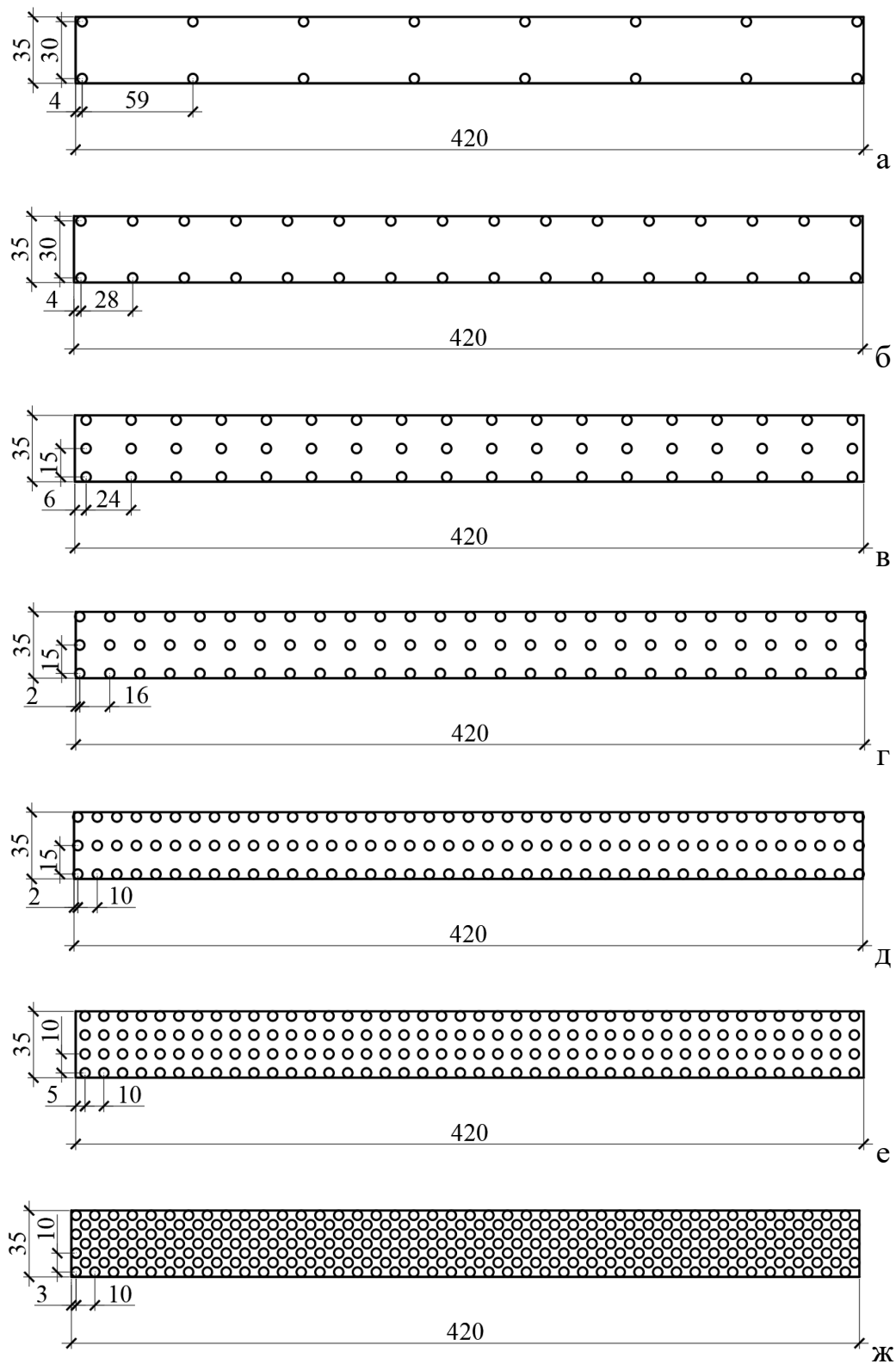


Рис. 4.19. Другий варіант схеми розташування ГЦЕ в плані:

а – 2,1%; б – 4,4%; в – 7,1%; г – 10,8%; д – 16,4%; е – 22,4%; ж – 36,7%

Третій варіант – це розміщення внутрішньої грані ГЦЕ за зовнішньою гранню штампу (тобто, коли ГЦЕ виступають за розміри штамп у плані з кожного боку). Коефіцієнт армування складає від 7,1 до 39,7%, оскільки при меншому відсотку армування кожен ряд розміщення ГЦЕ вздовж штампу нараховував менше трьох елементів, тобто приймалась умова, що хоча б один ГЦЕ в ряду знаходився під штампом (рис. 4.20).

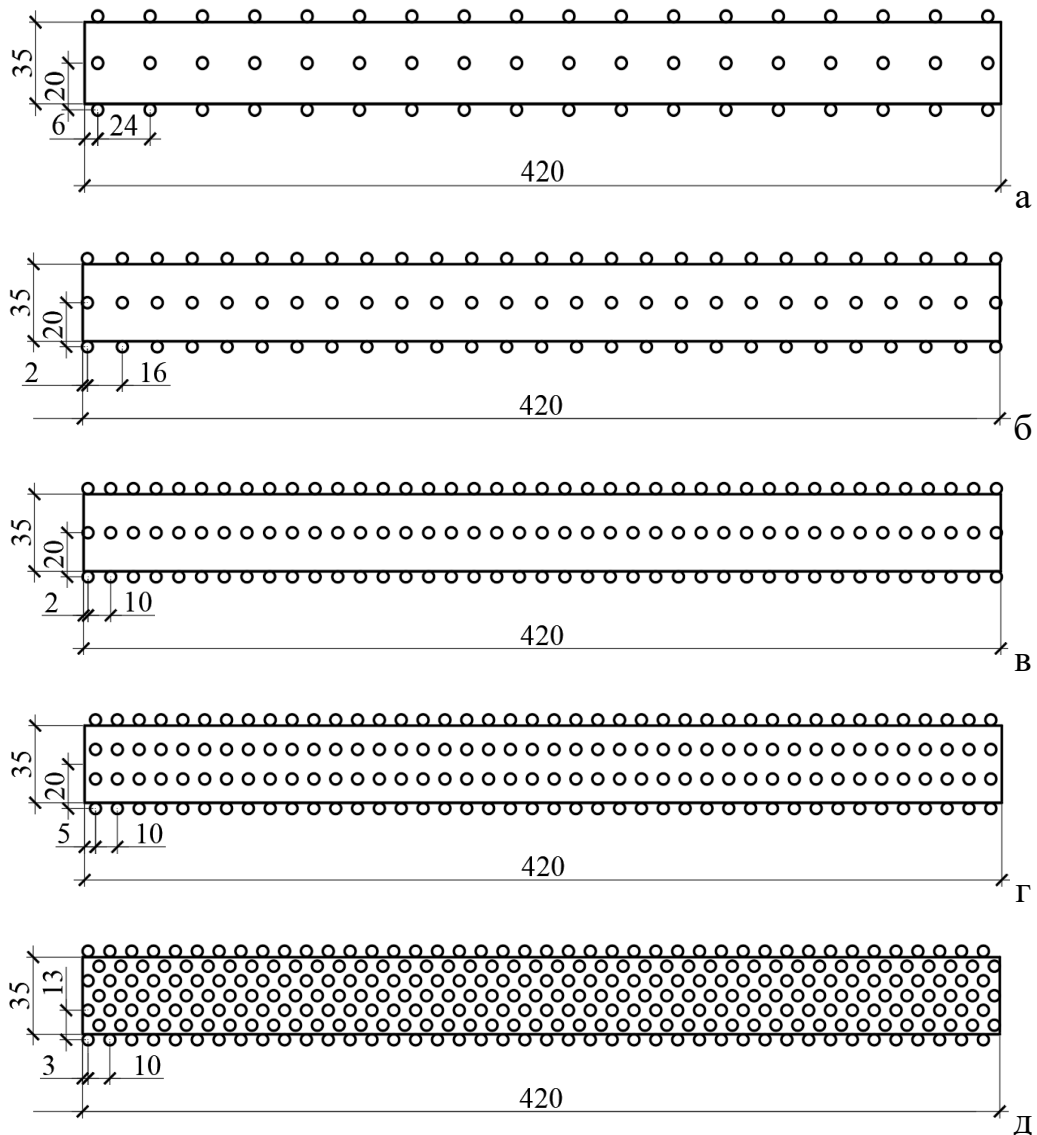


Рис. 4.20. Третій варіант схеми розташування ГЦЕ в плані:

а – 7,1%; б – 10,8%; в – 16,4%; г – 22,4%; д – 36,7%

За результатами моделювання МСЕ на рис. 4.21 – 4.23, а – б показано повздовжній і поперечний перерізи осідань основи при значенні осідання центру штампу 4 мм за відсотком армування масиву 7,1%, відповідно на

рис. 4.21 – 4.23, в – г при 10,8%, на рис. 4.21 – 4.23, д – е при 16,4%.

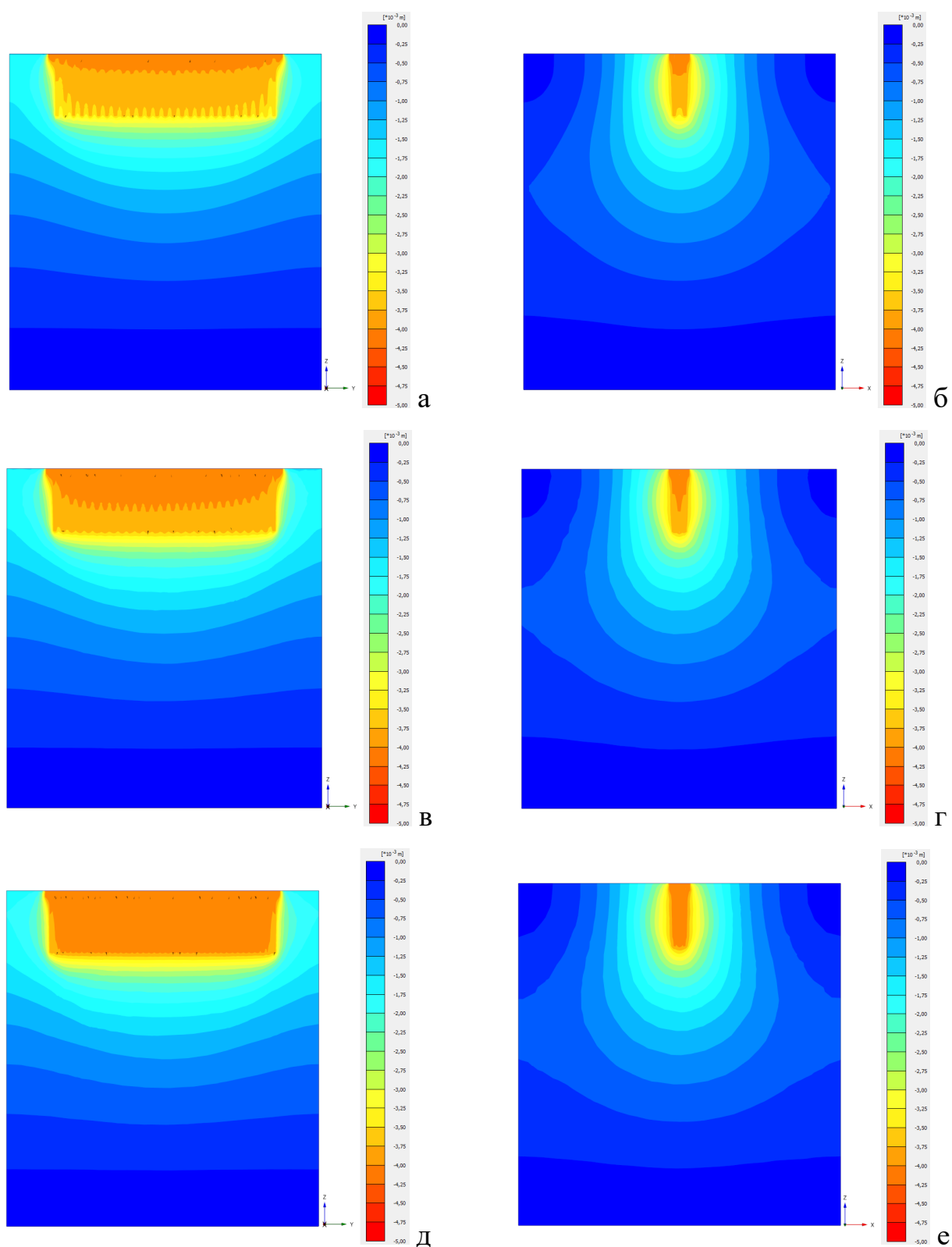


Рис. 4.21. Повздовжній та поперечний перерізи осідань основи за результатами моделювання МСЕ (при значенні 4 мм в центрі штамп) для першого варіанту розміщення ГЦЕ при варіюванні відсотку армування: а, б – 7,1%; в, г – 10,8%; д, е – 16,4%

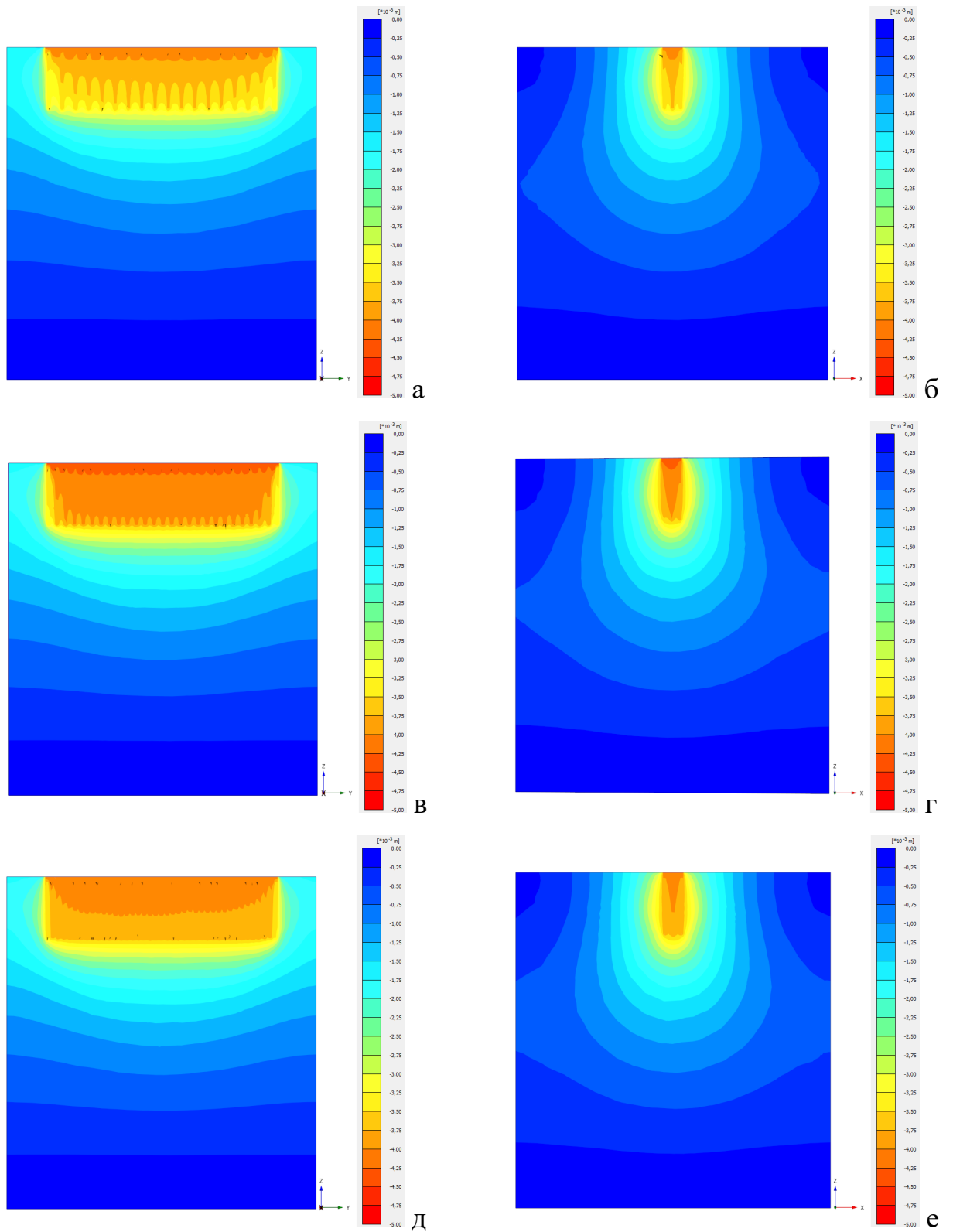


Рис. 4.22. Повздовжній та поперечний перерізи осідань основи за результатами моделювання МСЕ (при значенні 4 мм в центрі штампу) для другого варіанту розміщення ГЦЕ при варіюванні відсотку армування: а, б – 7,1%; в, г – 10,8%; д, е – 16,4%

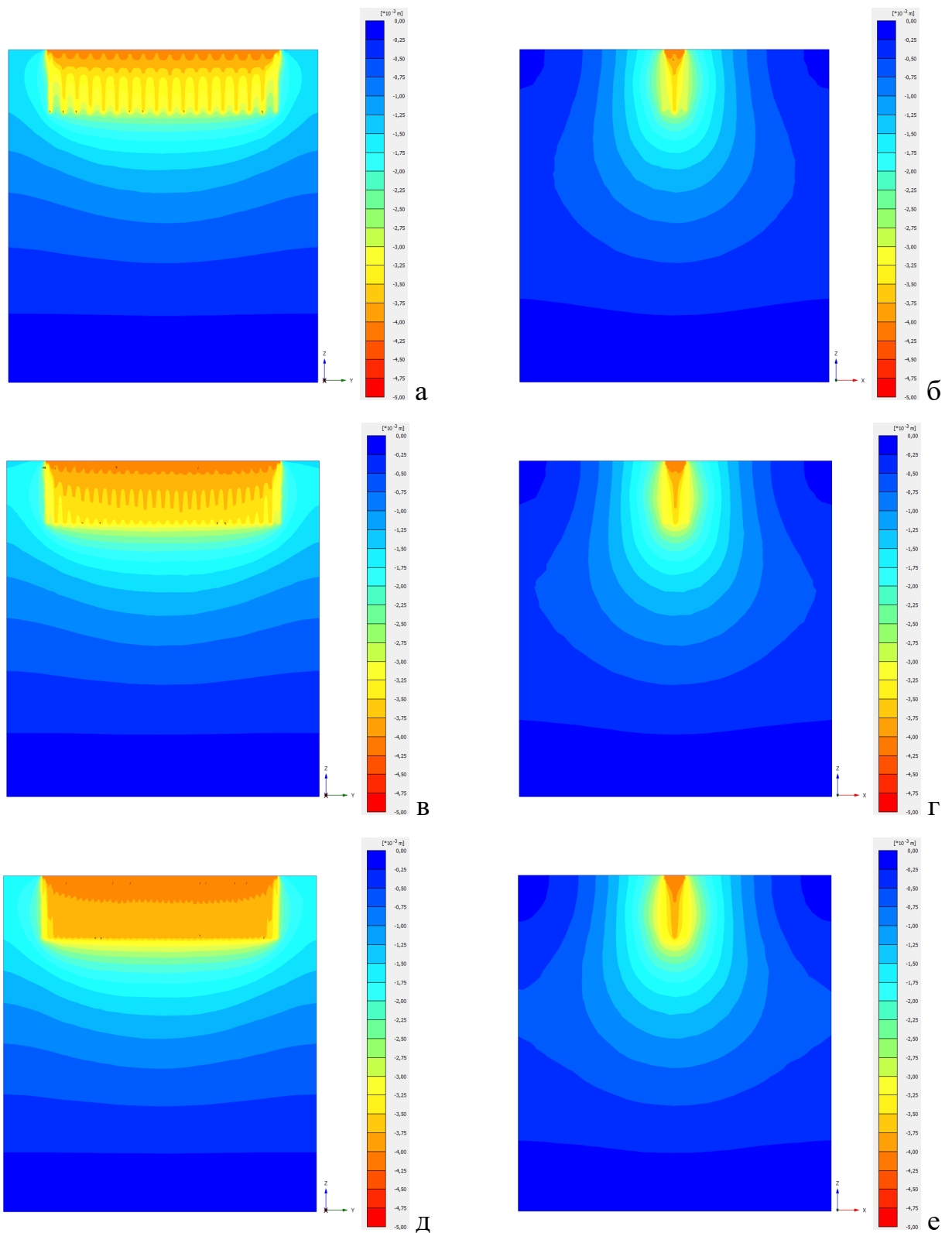


Рис. 4.23. Повздовжній та поперечний перерізи осідань основи за результатами моделювання МСЕ (при значенні 4 мм в центрі штампу) для третього варіанту розміщення ГЦЕ при варіюванні відсотку армування: а, б – 7,1%; в, г – 10,8%; д, е – 16,4%

Ці перерізи демонструють, що за даних умов при армуванні до 16,4% основу можна вважати армованою окремими ГЦЕ, тоді як при 16,4% і більше – як суцільний армований масив.

На рис. 4.24 показано горизонтальні перерізи, котрі ілюструють осідання основи на глибині низу ГЦЕ (тобто 100 мм від поверхні). Дані перерізи демонструють, що винесення елементів армування в плані за бічну грань штампу (третій їх варіант розміщення) не ефективно, оскільки більшу частину навантаження сприймає саме центральний ряд ГЦЕ.

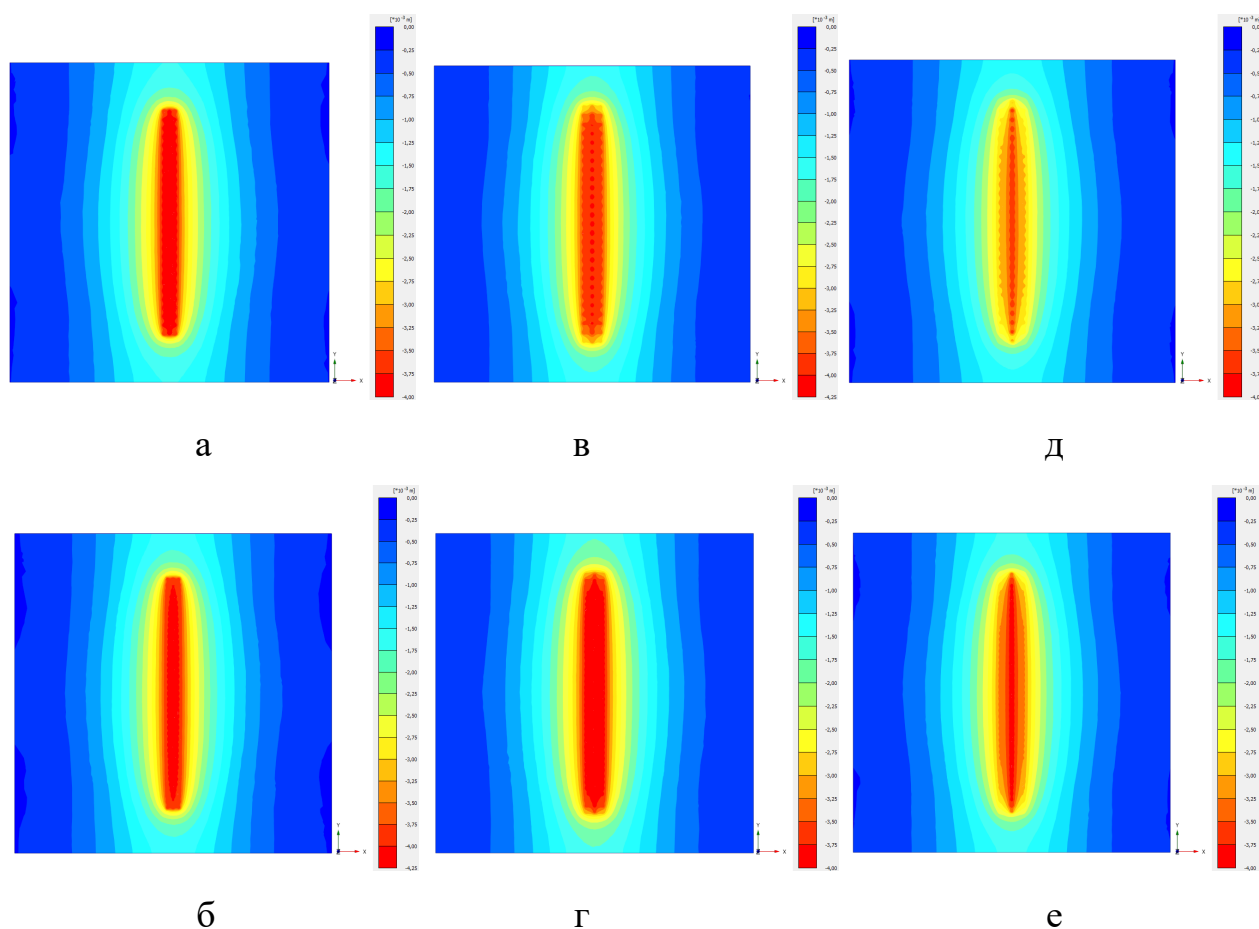


Рис. 4.24. Результати моделювання МСЕ горизонтального перерізу осідань основи на глибині 100 мм від поверхні ґрунтової основи (під низом ГЦЕ): при першому варіанті: а – 10,8%, б – 16,4%; при другому варіанті: в – 10,8%, г – 16,4%; при третьому варіанті: д – 10,8%, е – 16,4%

Для порівняння ефективності розміщення елементів у плані під штампом наведено графіки, котрі демонструють, який тиск на основу передавався за усіх

варіантів розміщення ГЦЕ залежно від відсотку армування при однаковому осіданні штапу (рис. 4.25).

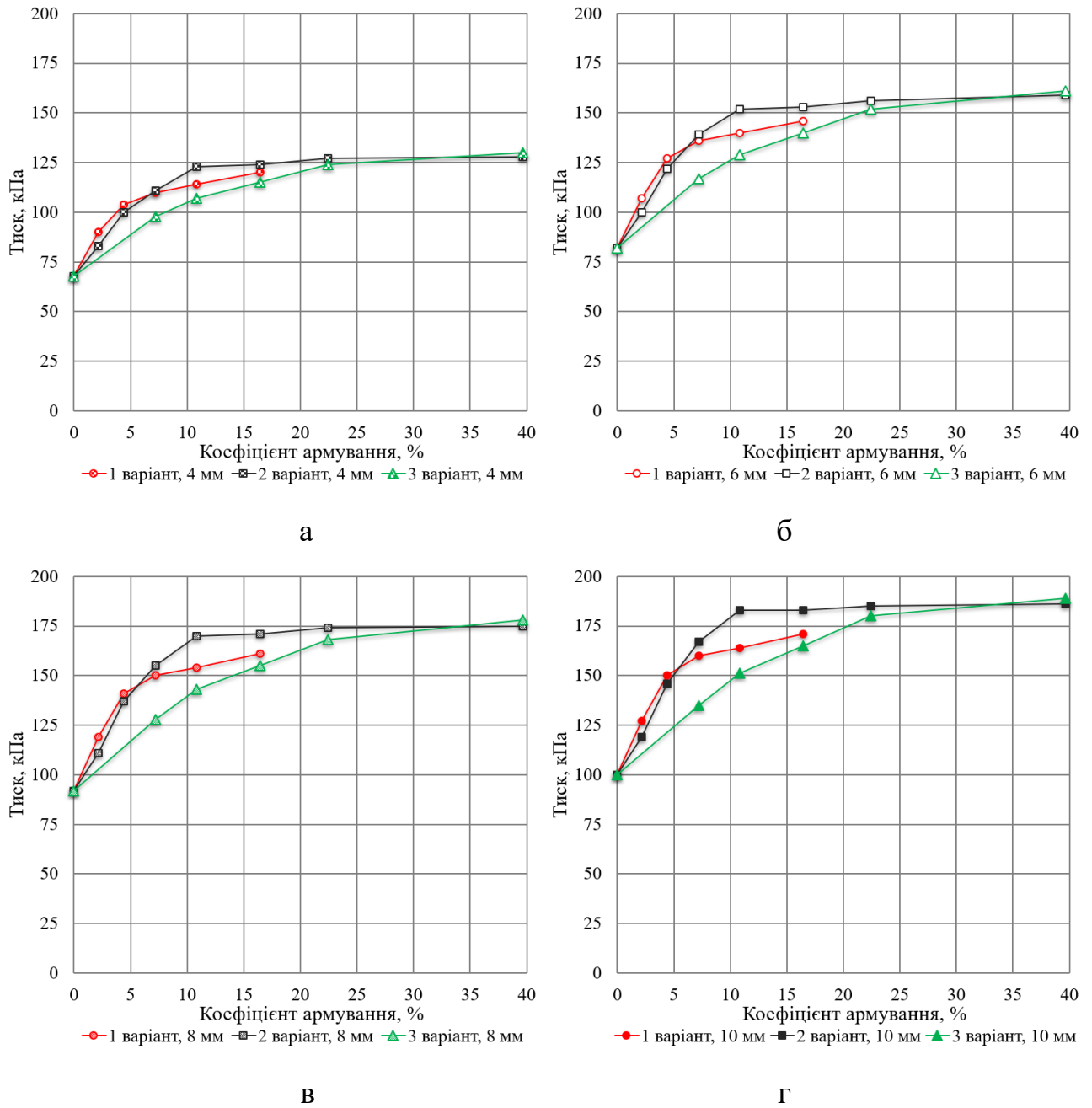


Рис. 4.25. Графік залежності тисків на основу при чисельному моделюванні з використанням моделі ізотропного ущільнення ґрунту та об'ємних елементів від відсотку армування при різних варіантах розміщення ГЦЕ в плані при значеннях осідання центру штапу: а – 4 мм; б – 6 мм; в – 8 мм; г – 10 мм

З отриманих графіків при заданих у дослідженні параметрах ґрунтової основи, стрічкового штапу та сталій глибині армування основи можливі

наступні узагальнення:

– при розміщенні в кожному ряді армування по 2 елементи (до коефіцієнту армування основи 7,1%) найбільш ефективним є перший варіант армування, коли всі елементи розміщені під штампом, а відстань від центру ГЦЕ до грані штампу складає 1,5 їх діаметри;

– при розміщенні в кожному ряді армування більше двох елементів (7,1% армування основи і більше) найбільш ефективним є другий варіант армування, коли всі елементи розташовані під штампом, а відстань від центру ГЦЕ до грані штампу складає 0,5 їх діаметри;

– при високих відсотках армування основи (39,7%), коли елементи розташовані ближче, ніж 1,5 їх діаметри один від одного, ефективним стає розміщення елементів, при якому також армується основа за бічними гранями штампу (в проведених дослідженнях – відстань від центру ГЦЕ до зовнішньої грані штампу складає 0,5 діаметри);

– сформульовані вище узагальнення в цілому мають відповідність при різних тисках на основу, тобто – як у лінійній, так і в нелінійній (пружно-пластичній) стадіях роботи основи штампу.

4.2 Оцінювання напружено-деформованого стану системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» моделлю ґрунту на пружній основі

Розрахунок будівлі, фундаменту та його основи в сумісній постановці є очевидною вимогою нормативних документів [8, 9, 13] у сучасному проектуванні та будівництві. Новітні програмні комплекси мають достатньо інструментів, котрі дозволяють інженерам та науковцям виконувати розрахунок, як цілої системи, в тому числі, для розрахунків будівель на основах, посилених вертикальними ГЦЕ.

Надійний шлях розв'язання цієї задачі – у зіставленні обчислених та натурних величин осідань будівельних об'єктів. Моделювання МСЕ системи

«будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами армування» призначене для порівняння результатів спостережень та чисельного розрахунку та підтвердження або спростування правильності прийнятих методик прогнозування осідань споруд та будівель.

4.2.1 Вихідні дані та методика моделювання для теоретичних розрахунків напружено-деформованого стану системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»

Об'єктом для теоретичного розрахунку обрано ту саму будівлю (див. розділ 2), за осіданням якої проводилися тривалі геодезичні спостереження (рис. 4.26). Скінченноелементне моделювання виконувалося у просторовій постановці з урахуванням спільної роботи надземних і підземних конструкцій, стрічкового фундаменту, елементів армування із ґрунтоцементу. Розрахунок проводився у розрахунковому комплексі ЛІРА-САПР 2020 R3.

Складні просторові геометричні схеми в моделі спрощено шляхом заміни реальної конструкції умовною схемою: круглопустотні плити апроксимовано стержнями, приведеними до осі, монолітні плити, стіни, сходові марші замінено оболонками, приведеними до серединної площини.

Для моделювання ГЦЕ використовувалися елементи KE51, для моделювання стрічкового фундаменту – KE56. Ґрунтові умови було змодельовано згідно до інженерно-геологічного розрізу (див. розділ 3) та розташування свердловин по досліджуваному об'єкту будівництва у модулі «Ґрунт» розрахункового комплексу ЛІРА-САПР.

В системі «Ґрунт» виконувалася автоматична побудова просторової моделі ґрунту. ПК ЛІРА та модуль «Ґрунт» інформаційно взаємопов'язані. У розрахунковому комплексі задавалася розрахункова скінченноелементна схема фундаментної стрічки, потім проводився імпорт розрахункової схеми із навантаженням у модуль «Ґрунт», моделювання ґрунтів, формування у графічному режимі просторової моделі ґрунту відповідно до заданих інженерно-геологічних умов дослідного майданчика (рис. 4.27).

Для опису ґрунтів було задано базу характеристик ґрунту (ІГЕ), вказано координати та позначки вістря свердловин, а також характеристики шарів ґрунту по кожній свердловині, виконано прив'язку до дослідного майданчика по контуру фундаментів.

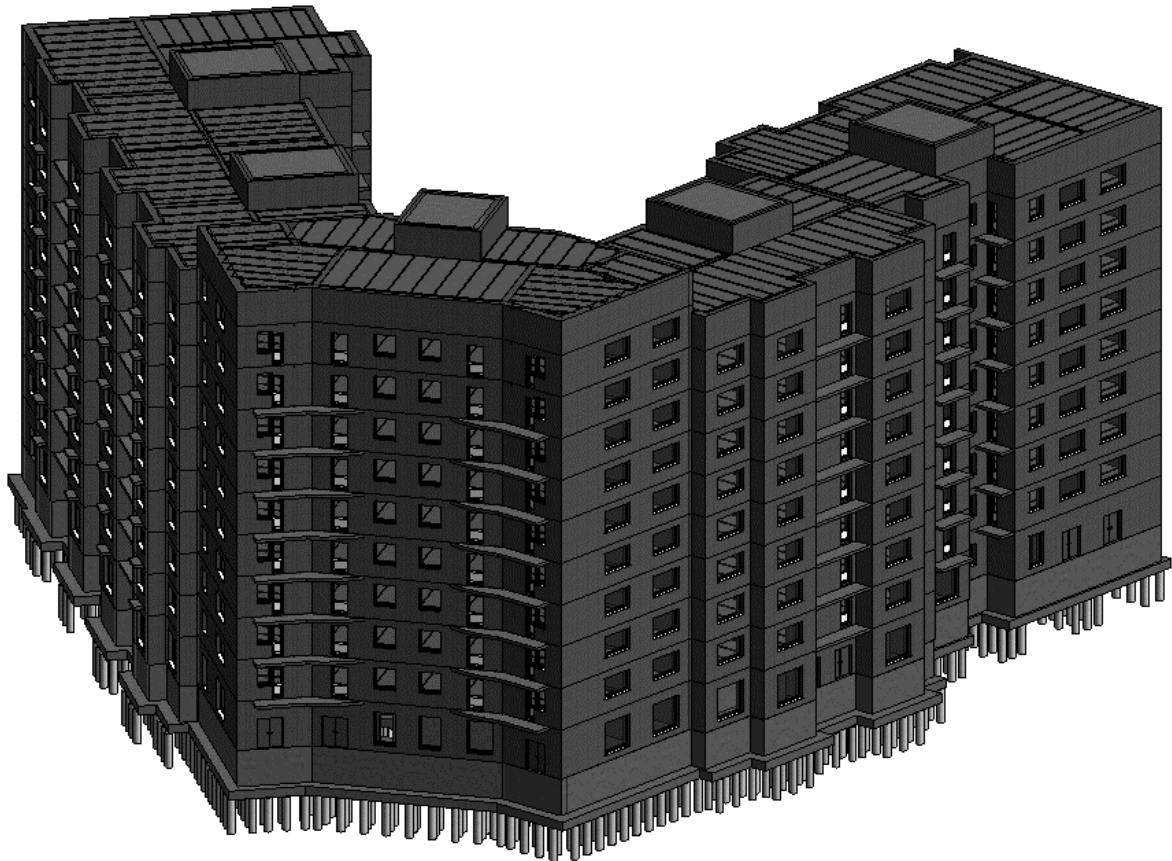


Рис. 4.26. Модель системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами армування»

В системі «Ґрунт» проведена обробка заданих навантажень від проєктованого об'єкта, визначення глибини стисливої товщі та полів осідань ґрунту відповідно до заданих навантажень та інженерно-геологічних умов та обчислення коефіцієнтів постелі пружної ґрунтової основи відповідно до моделей Вінклера-Фуса та Пастернака.

На рис. 4.29 показано 3D масив ґрунтового середовища відповідно до розташування вишукувальних свердловин, а на рис. 4.30 представлена розрахунково скінченноелементну схему дослідної будівлі та її фундаментів.

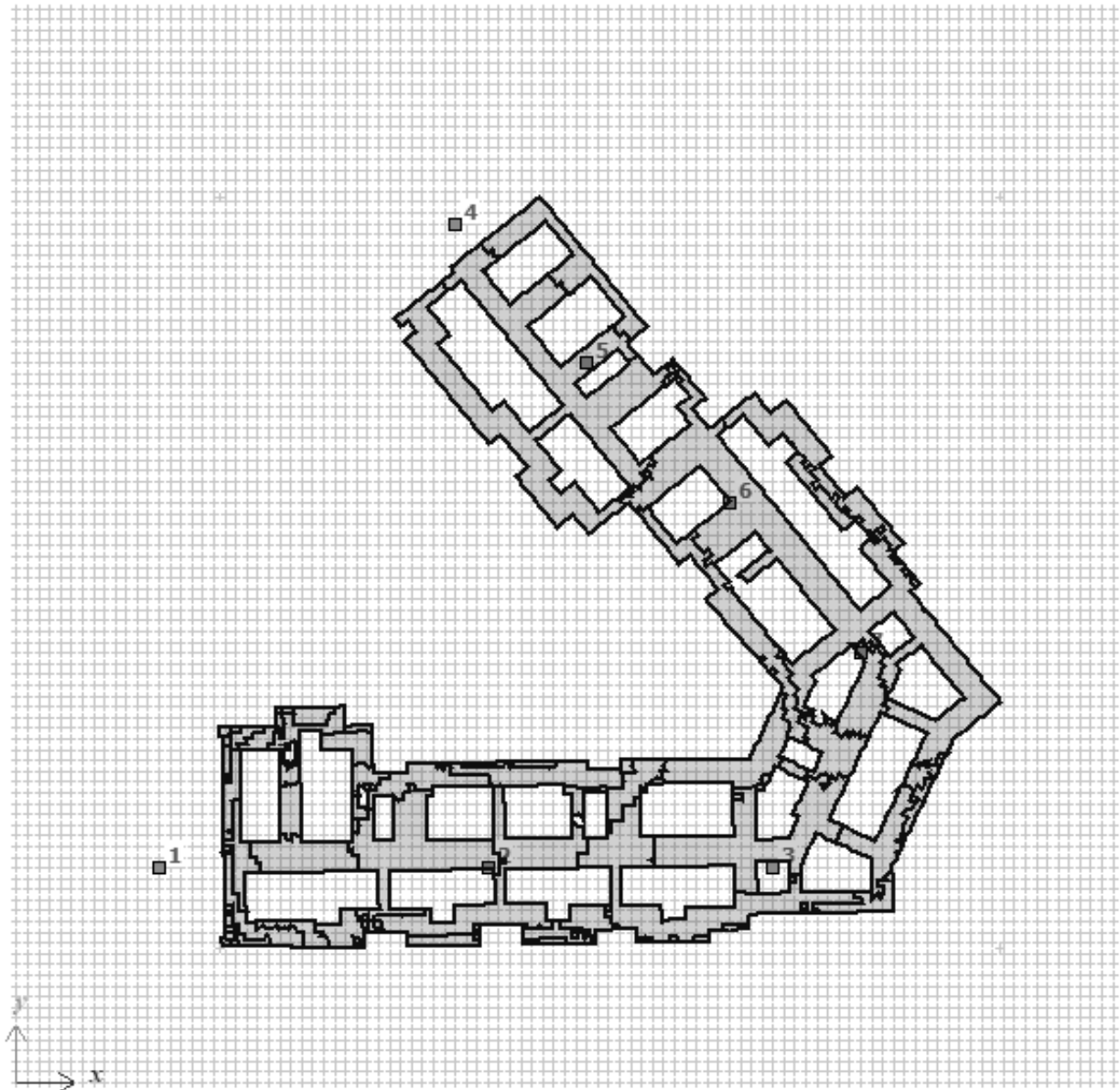


Рис. 4.27. Прив'язка фундаментів як групи навантаження у системі «Ґрунт» відповідно до розташування вишукувальних свердловин

№ ИГЭ	Усл. обозн.	Наименование грунта	Цвет	Модуль деформации, МПа	Кoeffициент Пуассона	Удельный вес грунта, МН/м ³	Кoeffициент перехода ко 2 модулю деформации	Природная влажность, доли	Показатель текучести IL	Вода Лёсс	Кoeffициент пористости e	Удельное сцепление Rc, МПа	Угол внутреннего трения F_i , °
1		Насипний ґрунт		1	0.3	0.015	5	0.38	1		0.92	0.035	13
2		Глина брунатна		1.5	0.3	0.01805	5	0.295	0.26	W	0.92	0.035	13
3		Глина темно-брунатна		0.5	0.3	0.0131	5	1.55	1	W	4.15	0.005	4
4		Глина сіро-брунатна		1.5	0.3	0.0189	5	0.31	0.53	W	0.86	0.033	15
5		Пісок сірий		6.5	0.3	0.0192	5	0.265		W	0.74	0.002	23
6		Пісок		10	0.3	0.0197	5	0.26		W	0.69	0.003	26
7		Піски сірі		33	0.3	0.0199	5	0.22		W	0.69	0.003	26
8		Суглинки		16.5	0.3	0.01835	5	0.25	0.31	W	0.79	0.023	19

Рис. 4.28. Характеристики основи для системи «Ґрунт»

Алгоритм визначення коефіцієнтів постелі пов'язаний з визначенням осідання основи, яке може обраховуватись за схемою лінійно пружного

напівпростору або схемою лінійно деформованого шару. Незалежно від обраної схеми визначається межа стислої товщі з урахуванням вимог нормативних документів [13].

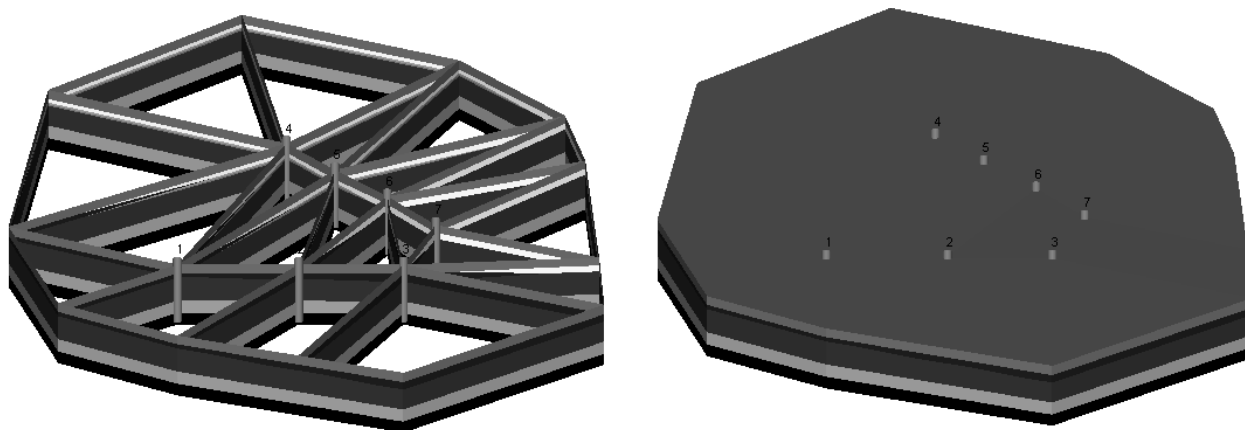


Рис. 4.29. Грунтове середовище у системі «Грунт» відповідно до розташування вишукувальних свердловин

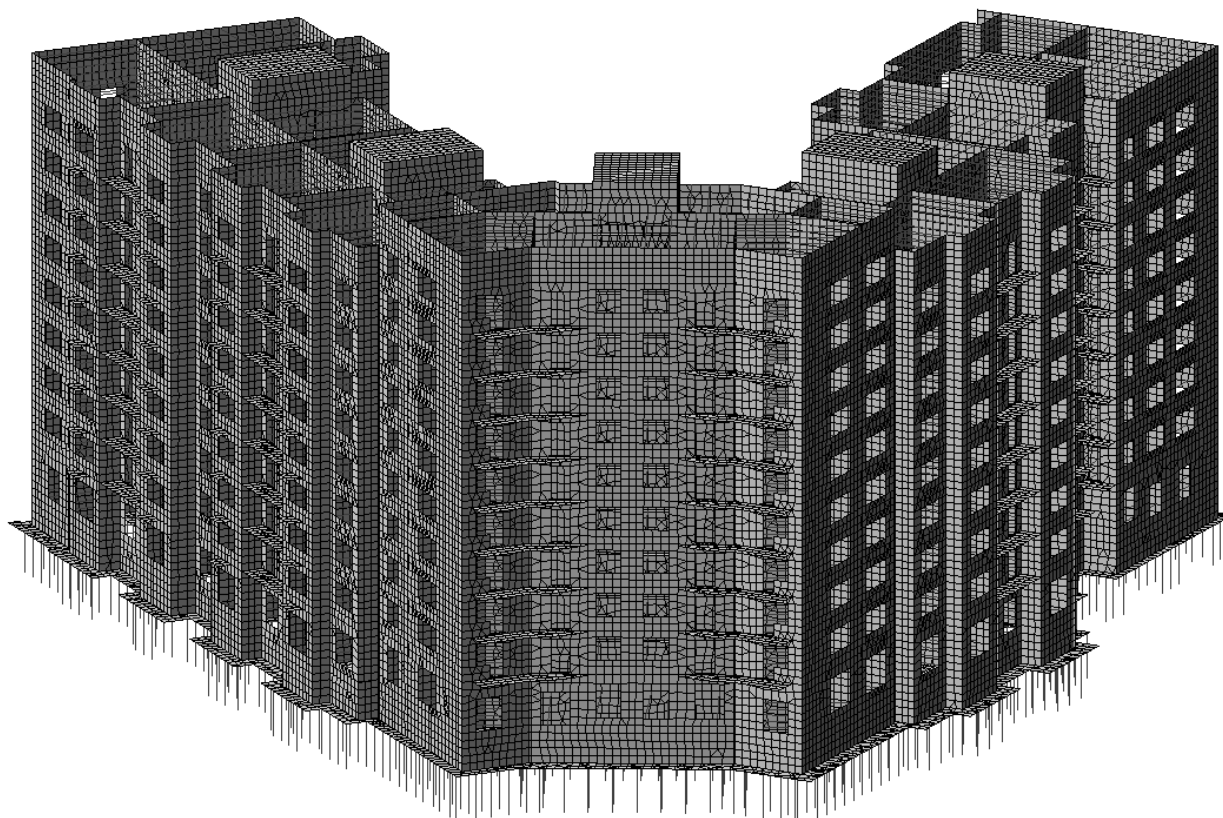


Рис. 4.30. Розрахункова схема системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена грунтоцементними елементами армування»

У ЛІРА-САПР представлено 3 методи визначення коефіцієнтів постелі.

За першим методом коефіцієнт постелі C_1 обчислюється за усередненими значеннями модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ґрунту

$$C_1 = \frac{E_{zp}}{H_c(1-2m_{zp}^2)}, \quad (4.3)$$

де для обчислення використовуються усереднені (у межах зафіксованої глибини стисливої товщі H_c) значення модуля деформації E_{zp} та коефіцієнта Пуассона m_{zp} .

По методу 2 коефіцієнт постелі обраховується по формулі Вінклера

$$C_1 = \frac{q}{s}, \quad (4.4)$$

де $q = \frac{P}{\eta \cdot b^2}$ – це середній тиск під подошвою; b – розмір меншої сторони фундаменту; η – відношення сторін фундаменту; s – осідання основи.

Метод 3 запропоновано, виходячи з інженерного досвіду [1, 32, 49], спираючись на припущення, що модуль деформації ґрунту збільшується за глибиною. Цей прийом в певній мірі нівелює недоліки інших двох методів: для першого – це неможливість врахувати зростання модуля деформації за глибиною, що зумовлює завищення осідань, а, відповідно, заниження значення коефіцієнту постели C_1 . Недолік другого методу в тому, що в точках із різкою різницею величин прикладених навантажень коефіцієнт постелі C_1 також різко змінюється, що очевидно невірно.

У третьому методі також використовується формула (4.3), а відмінність у тому, що для визначення усередненого модуля деформації введений додатковий поправочний коефіцієнт u до величини модуля деформації i -того підслою, із величинами від $u_1=1$ на рівні подошви фундаменту до $u_n=12$ на рівні низу стисливої товщі.

Було обрано саме третій, уточнений, метод. Зазначимо також, що в розрахунковій моделі будівлі прийнято такі передумови: з'єднання стін з плитами перекриття – шарнірне, стрічкового фундаменту з ГЦЕ – шарнірне. В

скінченноелементній моделі каркасу використовувалися розрахункові параметри міцності, жорсткості та геометричні параметри конструкцій.

Оболонки під час розрахунку розбивалися на чотирикутні скінченні елементи (СЕ). Розміри СЕ приймалися у відповідності із рекомендаціями [7, 33, 44] та становили приблизно 0,5 м.

Реакцію пружної основи характеризує коефіцієнт жорсткості. При оцінюванні НДС будівлі реакції ГЦЕ замінювалися пружними коефіцієнтами, які отримані при просторовому моделюванні НДС конструкцій будівлі.

У даній моделі задано на кожен поверх характеристичні значення постійних навантажень 2,5 кПа (вага підлоги та перегородок), характеристичні величини змінних довготривалих навантажень – 2,0 кПа для житлових приміщень, 3,0 кПа для приміщень магазинів першого поверху та 0,7 кПа для технічного поверху (горища).

На покрівлю задано характеристичні значення постійних навантажень 0,86 кПа (конструкція покрівлі), характеристичні величини снігових навантажень – 1,64 кПа. Власна вага конструкції прикладена програмним комплексом автоматично, згідно розмірів елементів та щільності матеріалу [9, 10, 11].

Для визначення коефіцієнтів жорсткості основи (коефіцієнтів постелі) в плані стрічкового фундаменту виконують розрахунки осідань у вузлах СЕ елементів від дії рівномірно розподіленого навантаження на плиту. Плита в цих розрахунках вважається абсолютно гнучкою. Коефіцієнти жорсткості були визначені ітераційно МСЕ під час розрахунку (див. п.4.2.2) та по площі поверхні стрічкового фундаменті значення коефіцієнтів постелі складало від 780 до 4770 кН/м³.

Розраховано коефіцієнти постелі відповідно до інженерно-геологічного розрізу для елементів СЕ51, які моделювали роботу ГЦЕ. Алгоритм полягав у визначенні навантаження при заданому осіданні 20 мм. Залежно від розташування елементів у плані жорсткісний коефіцієнт склав від $k=8800$ кН/м (у зоні найслабших ґрунтів, V секція) до $k=13400$ кН/м (I секція).

4.2.2 Результати моделювання напружено-деформованого стану системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена грунтоцементними елементами»

Графічні результати осідань відповідно до скінченноелементного розрахунку показані на рис 4.31. Значення напружень під подошвою фундаментів подано на рис. 4.32.

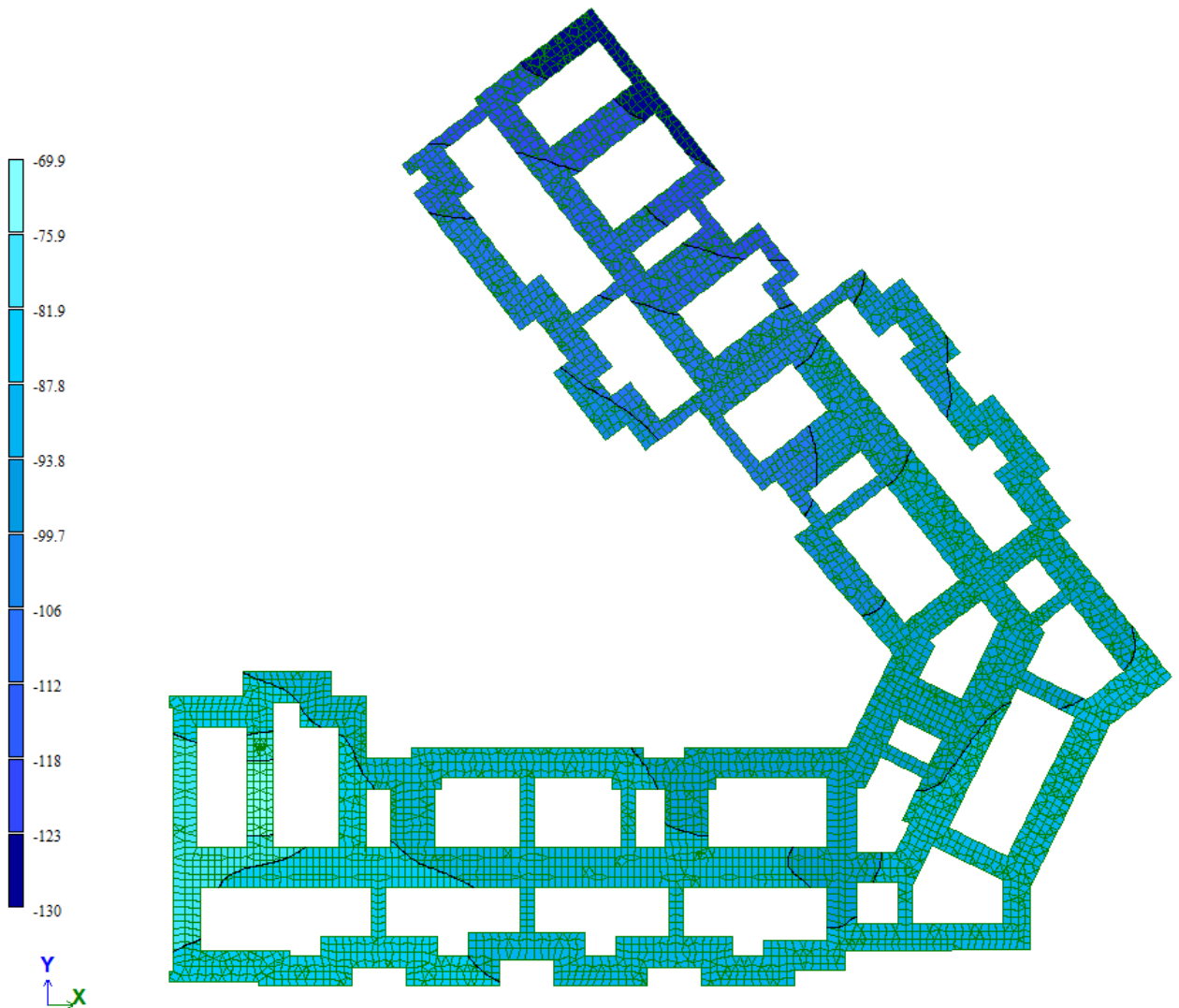


Рис. 4.31. Результати розрахунку осідань стрічкового фундаменту

Результати осідань елементів стрічкового фундаменту показують деяку нерівномірність осідань відповідно до інженерно-геологічних характеристик ґрунтів – по секціям із кращими ґрунтовими умовами (I та II) осідання складо до 95 мм, по III секції – до 98 мм, по IV секції – до 116 мм, а в місці

розташування найслабших ґрунтів (секція V) – до 130 мм.

Найменше значення осідань основи фундаменту зафіксовано під фундаментом однієї із поперечних внутрішніх стін по I секції та становить 70 мм, найбільше (130 мм) – по несучій стіні по головному фасаду секції V.



Рис. 4.32. Результати розрахунку напружень під подошвою стрічкового фундаменту

Втім, значення розрахованих осідань по всій будівлі не перевищило гранично допустимих у нормативних документах [13] для будівель даного типу (багатоповерхові безкаркасні споруди з несучими стінами з цегляної кладки з армуванням) 180 мм, а відносна нерівномірність осідання по кожній із 5 секцій

також знаходиться у межах дозволеного діапазону.

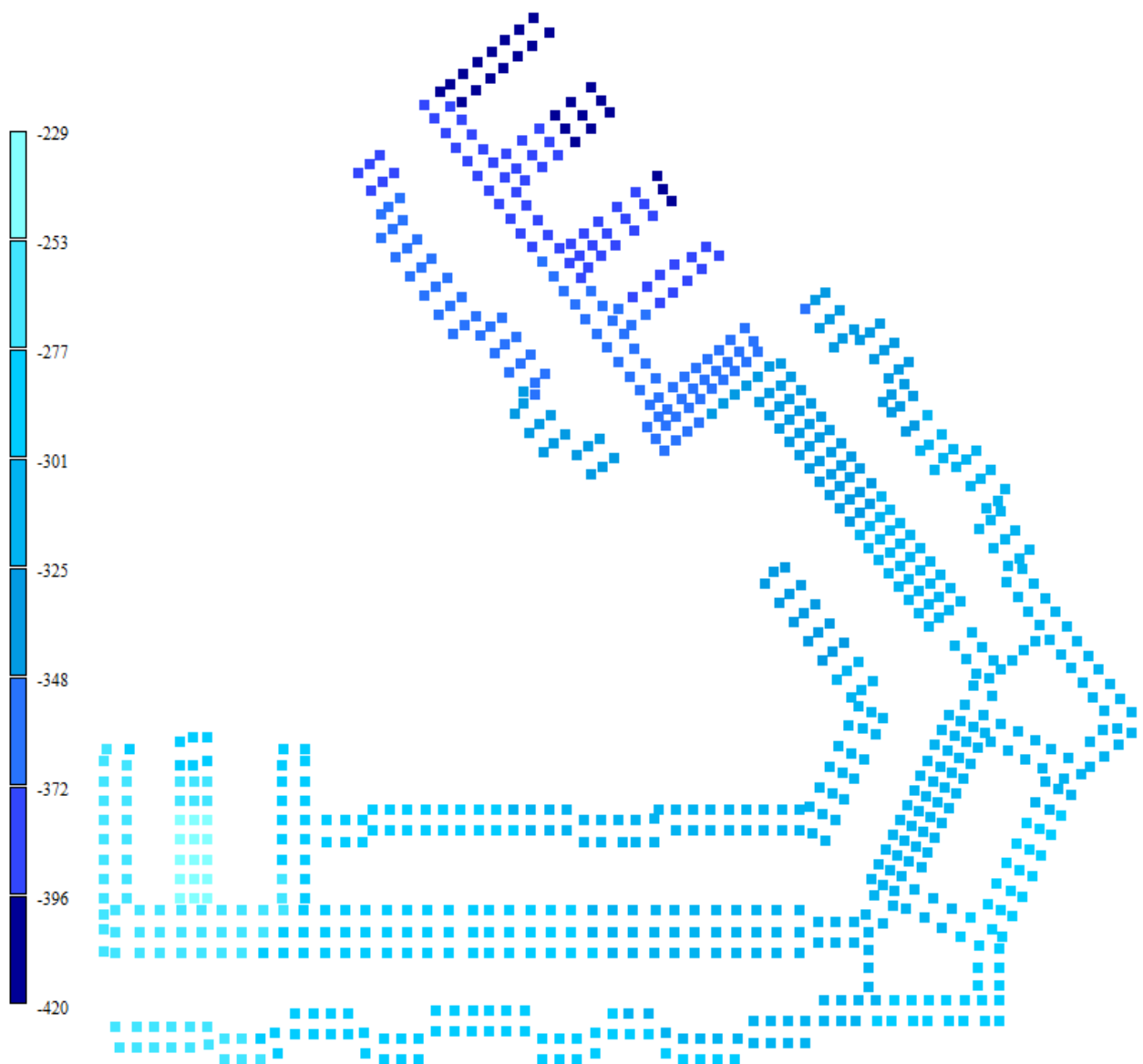


Рис. 4.33. Результати розрахунку напружень ГЦЕ

Результати розрахунків напружень під подошвою стрічкового фундаменту (рис. 4.32) та значень напружень ГЦЕ (рис. 4.33) дають чітку картину – під секціями із кращими ґрунтовими умовами (I та II) більшу частину напружень сприймає подошва фундаменту, а в місці розташування слабких глинистих ґрунтів (секції IV, V) – елементи армування.

Значення напружень під подошвою фундаментів згідно до отриманих результатів знаходиться в діапазоні 89–314 кПа.

Значення напружень по розрахунку у вертикальних ГЦЕ становить від

229 до 420 кПа. Переважна кількість більш напружених елементів розташована у V секції, найменш напружені – по головному фасаду секцій I, II, III і по боковому фасаду секції I.

На рис. 4.34 наведена деформована схема будівлі, яка показує максимальні переміщення саме в V секції.

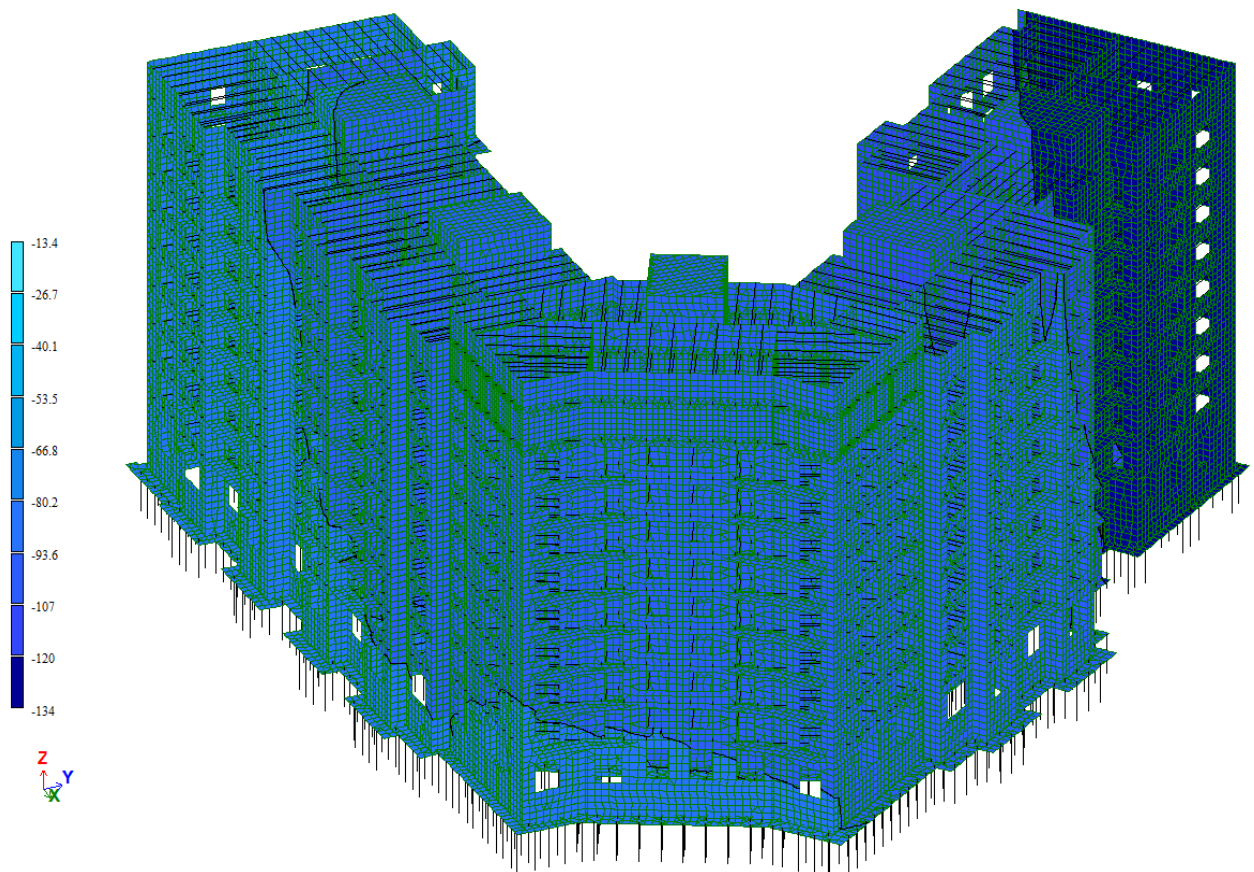


Рис. 4.34. Деформована схема будівлі

Отже, отримано дослідні дані по моделюванню системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля» у ПК ЛІРА-САПР із застосування коефіцієнтів жорсткості ГЦЕ.

4.3 Оцінювання напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» скінченноелементними моделями ґрунтового середовища

Відповідно до поставлених задач для аналізу осідань армованих ґрунтоцементними елементами основ стрічкових фундаментів було виконано теоретичні розрахунки МСЕ за різними моделями розрахунку та виконати порівняння результатів теоретичних розрахунків з результатами геодезичних спостережень натурному об'єкті (див. розділ 3) та з результатами розрахунків у не спеціалізованому розрахунковому комплексі (див. розділ 4.2).

Задача виконувалася за наступним алгоритмом: аргументування правильного вибору моделей поведінки ґрунту та моделювання елементів армування; визначення граничних умов моделі (розмірів розрахункової області, умов закріплення, розмірів СЕ, згущення сіток, фаз прикладення навантажень тощо). Отже, для досягнення поставленої мети вирішувалися наступні задачі:

- моделюванням МСЕ у 3D постановці з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту дослідити розвиток деформацій у разі зведення будівлі на природній (тобто неармованій ГЦЕ) основі, за наявності шарів слабких глинистих ґрунтів;

- моделюванням МСЕ у 3D постановці з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту оцінити розвиток деформацій основи, армованої вертикальними ГЦЕ;

- порівняти деформований стан армованої та природної основи стрічкових фундаментів будівлі за розрахунком МСЕ з даними тривалих геодезичних спостережень цього ж об'єкту.

Для моделювання МСЕ у 3D постановці з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту НДС системи «природний масив – ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – цегляна будівля» в інженерно-геологічних умовах майданчику об'єкту будівництва застосовано Plaxis 3D Foundation.

4.3.1 Вихідні дані та методика моделювання для теоретичних розрахунків напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»

Модель поведінки ґрунту – пружно-пластична модель Мора-Кулона. Зокрема, ця модель добре апробована у розрахунках [42, 55, 68, 103, 115, 117] реальної несучої здатності та руйнівних навантажень на основу разом з іншими задачами, де поведінка ґрунту при руйнуванні має вирішальну роль. Було виконано моделювання МСЕ у 3D постановці з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту двох різних систем:

- «природний масив – стрічковий фундамент – цегляна будівля»;
- «природний масив – ґрунтоцементна основа – стрічковий фундамент – цегляна будівля».

Об'ємну модель дослідного об'єкта (його несучі конструкції) подано на рис. 4.26 (див. п.4.2.1). Геометрична модель являє собою композицію бурових свердловин, які створені відповідно до інженерно-геологічних розрізів за технічним звітом перед початком будівництва. Розміри розрахункової області задачі встановлено з наступних міркувань:

- нижня горизонтальна межа розташована в останньому шарі інженерно-геологічного розрізу;
- бічні вертикальні межі приймають на достатній відстані від зони визначення НДС у всіх напрямках;
- верхня межа відповідає поверхні планування.

Таким чином, розміри розрахункової області в плані складають 100х100 м. Глибина вказаної області прийнята з певним запасом і дорівнює 40 м. Ґрунтові нашарування задано за даними розвідувальних свердловини. Параметри кожного ПҐЕ розрахункової області були задані відповідно до даних табл. 3.1.

Ґрунтоцементні елементи було змодельовано пальовими елементами, так званими *embedded beam*. Тип поведінки – паля, з'єднання з фундаментом – вільне, поведінка матеріалу – *linear elastic*. Обрані тип елемента та поведінка

матеріалу зумовлено тим, що для задач такого об'єму використання об'ємних елементів у такій кількості призводить до значного збільшення часу обрахунку, зростання кількості нев'язок та, виходячи з переліченого вище, «колапсу розрахунку».

Параметри, необхідні для задання елементу як палі axial skin resistance та base resistance, обчислено згідно нормативних документів [12, 13], як для буронабивних паль для кожної секції окремо, виходячи з розташування свердловин.

Загальна кількість ГЦЕ для створення штучної основи в проекті становила 843 шт. Створено сітку скінчених елементів, для якої прийнятий рівень щільності coarse задано через значну кількість шарів ґрунту, наявність ГЦЕ, складну форму будівлі, а, отже, й велику кількість згенерованих скінченних елементів, розрахункова схема зображена на рис. 4.35.

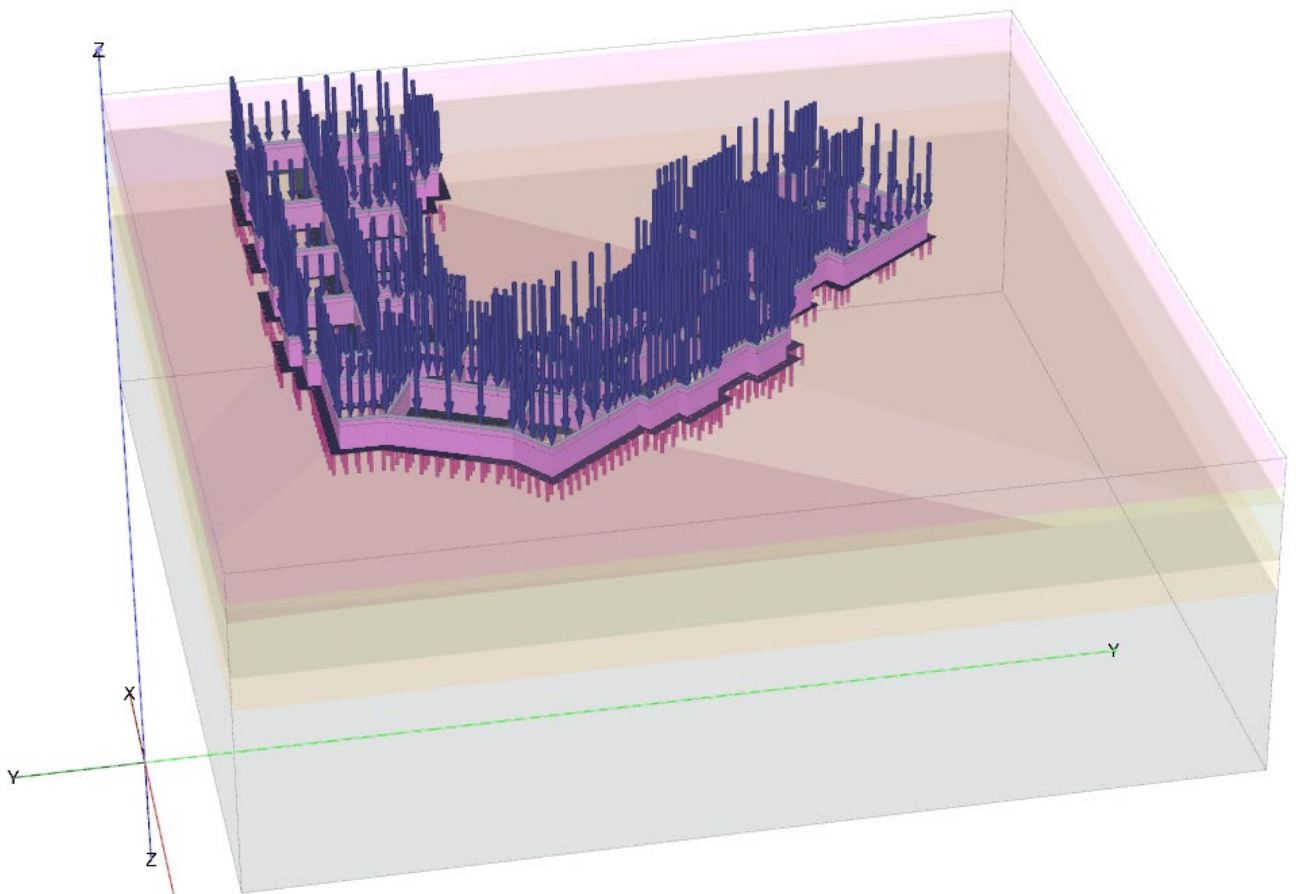


Рис. 4.35. Загальний вигляд системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»

Процес зведення об'єкту змодельовано за 4 фази:

- початкова (тип розрахунку – gravity loading), на якій масив отримав певні деформації під власною вагою відповідно до наслідків виймання ґрунту;
- стадія виїмки ґрунту (влаштування котловану);
- влаштування стрічки фундаменту і стін підвалу нижче відмітки першого поверху;
- прикладення навантажень від надземної частини будівлі.

Сітка об'ємних скінченних елементів у вигляді трикутних призм генерувалась програмою автоматично, згущення виконувалося у місцях розташування ГЦЕ та підшви фундаментів, додаткового згущення не задавалося.

У розрахунках, зокрема, прийнято наступні передумови та параметри. Ітераційна процедура передбачала: відносну похибку дорівнює 0,1; максимальна кількість ітерацій не перевищує 60; максимальна кількість кроків у кожній фазі – по 100.

До вихідних даних, які використовувалися у розрахунках віднесено:

- координати вузлів сітки скінчених елементів;
- опис навантажень (величини, напрямок, точка прикладення);
- опис скінчених елементів (номери вузлів; характеристики міцності, модуль деформації, коефіцієнт Пуассона, тощо).

Величину модуля деформації ґрунтоцементу прийнято рівною 80 МПа, виходячи із значень, запропонованих чинними нормативними документами [12], оскільки відсутня інформація щодо відбору зразків з ГЦЕ для лабораторного визначення механічних характеристик ґрунтоцементу на цьому об'єкті.

Також змодельовано всі стрічкові фундаменти (згідно даних проєкта) та стіни підвалу з фундаментних блоків. Надземна частина будівлі враховувалась як навантаження на рівні верху стін підвалу.

Значення фізичних і механічних характеристик залізобетонних стін та фундаментів приймалися як для бетону класу С20/25. Значення питомої ваги

грунтоцементу – 20 кН/м³, а його коефіцієнта Пуассона – 0,25. Увесь набір характеристик для розрахунку подано у табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Характеристики, задані для моделі ґрунту Mohr-Coulomb при моделюванні НДС системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»

Елемент	ρ , г/см ³	E' , МПа	φ , °	c , кПа	ν
Насипний ґрунт	1,500	0,5	13	35	0,400
Глина брунатна	1,805	1,5	13	35	0,400
Пісок сірий	1,920	6,5	23	2	0,324
Глина темно-брунатна	1,310	0,5	4	5	0,400
Глина сіро-брунатна	1,890	1,5	15	33	0,400
Пісок	1,970	10,0	26	3	0,320
Пісок сірий	1,990	33,0	26	3	0,320
Суглинки	1,835	16,5	19	23	0,361
Ґрунтоцементні пальові елементи	2,000	80	-	-	0,25

4.3.2 Результати моделювання напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами»

Графічні результати моделювання напружено-деформованого стану системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» подано на рис. 4.36–4.39.

Зокрема, на рис. 4.36 проілюстровано вирву осідання системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» при армованій основі із заданими навантаженнями. Ізолінії осідань проведені через кожні 50 мм.

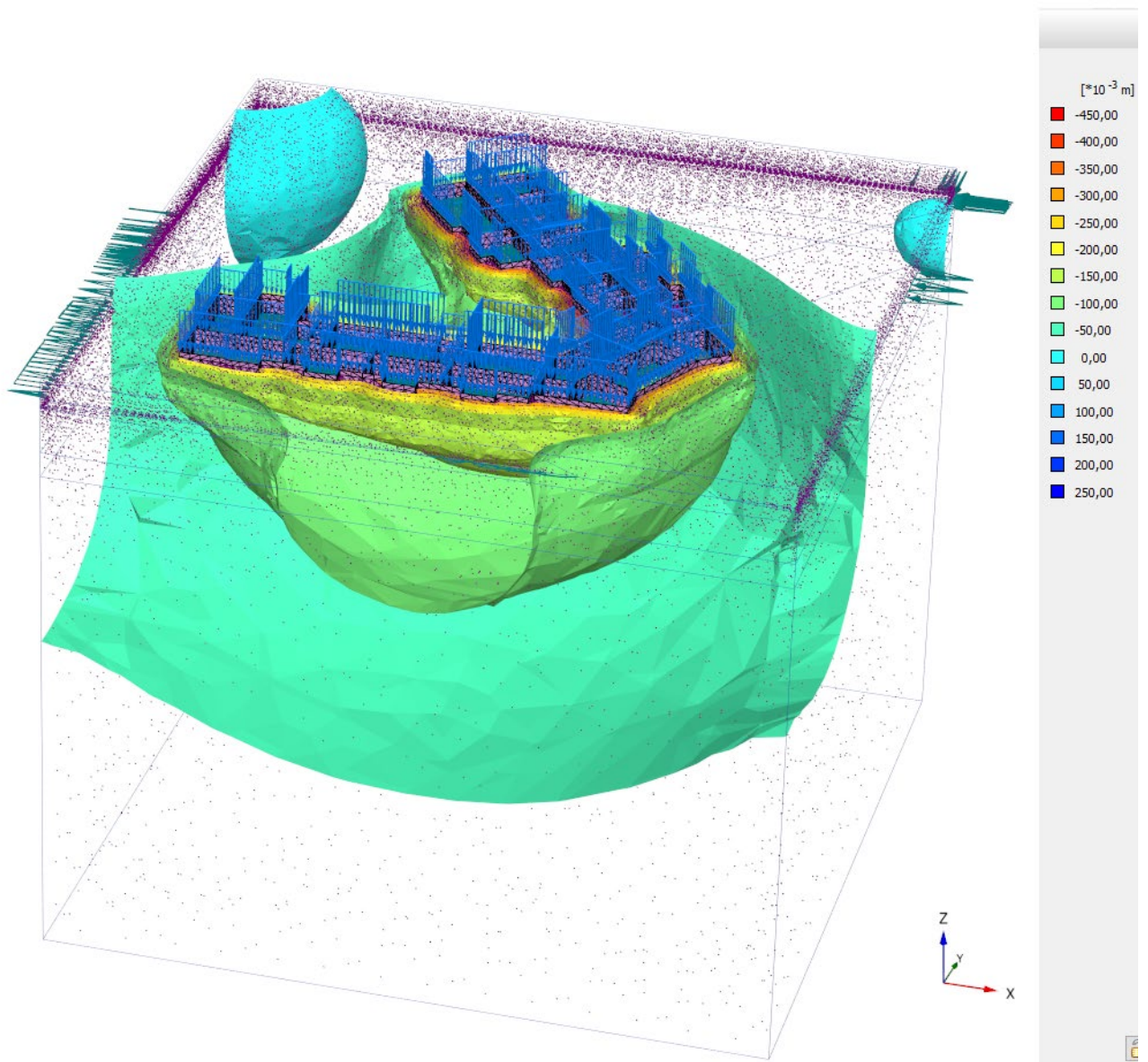


Рис. 4.36. Вирва осідань дослідної системи при армованій основі з кроком ізоляцій 50 мм

На рис. 4.37 та 4.38 відповідно наведено результати моделювання осідань природної (неармованої ГЦЕ) та штучної (армованої вертикальними ГЦЕ) основи стрічкових фундаментів будівлі. Отримані значення осідань наведено на рівні низу подошви стрічкових фундаментів. Результати моделювання відповідають основам фундаментів зовнішніх стін (фактичному розташуванню стінових марок).

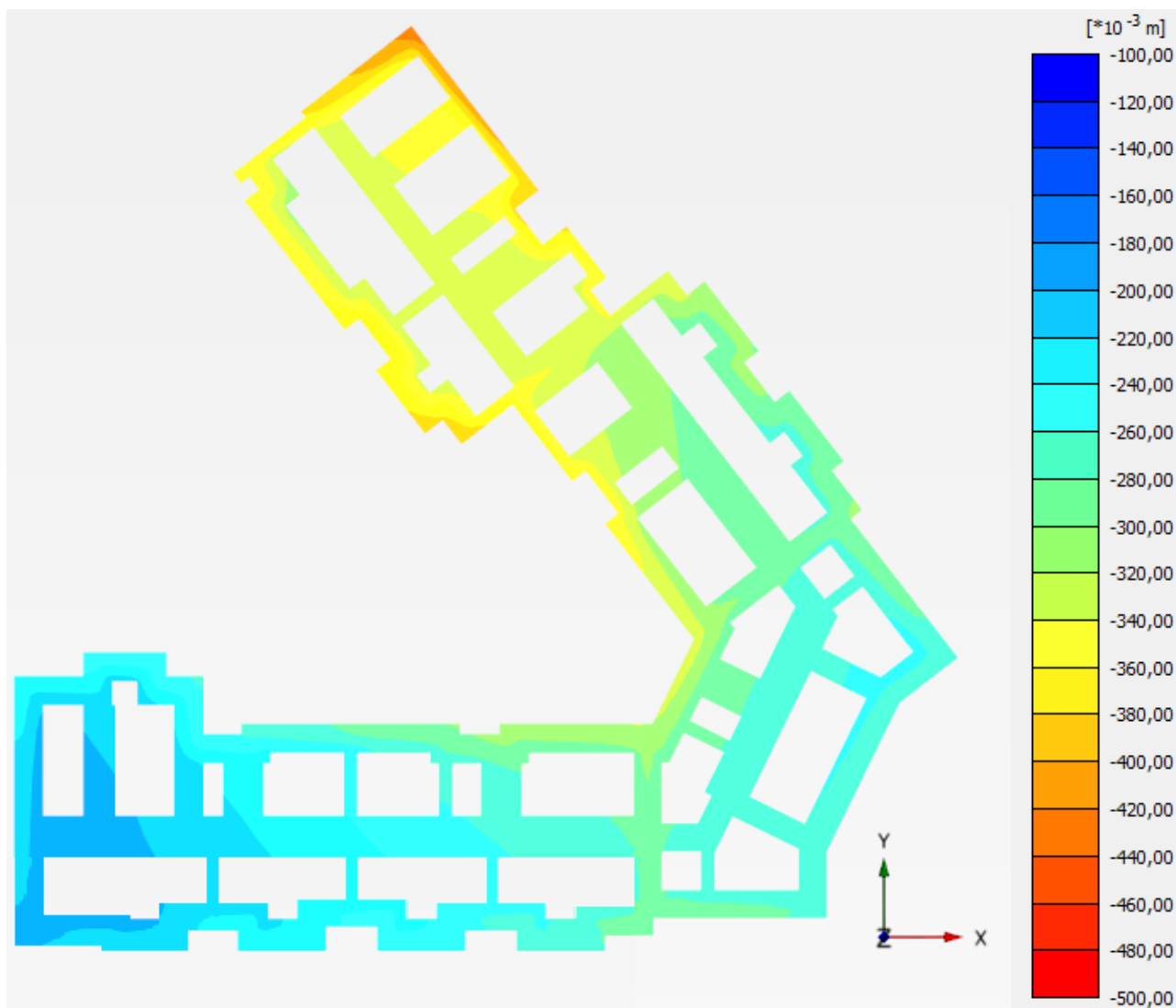


Рис. 4.37. Результати моделювання системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» при неармованій основі фундаментної стрічки. Осідання, мм

Розташування осідань для неармованої та армованої основи подібні. Тобто, проаналізувавши виміряні осідання основ секцій й отримані моделюванням МСЕ, встановлено, що ці значення мають задовільну збіжність. Зокрема, зафіксовано, що максимальне осідання будівлі при моделюванні неармованої основи склало 430 мм, а при армованій основі – 377 мм.

Всі значення розрахованих осідань при армованій основі в місцях розміщення осадних деформаційних марок вказано у табличній формі в розділі 5, в таблиці порівняння результатів методів (табл. 5.4).

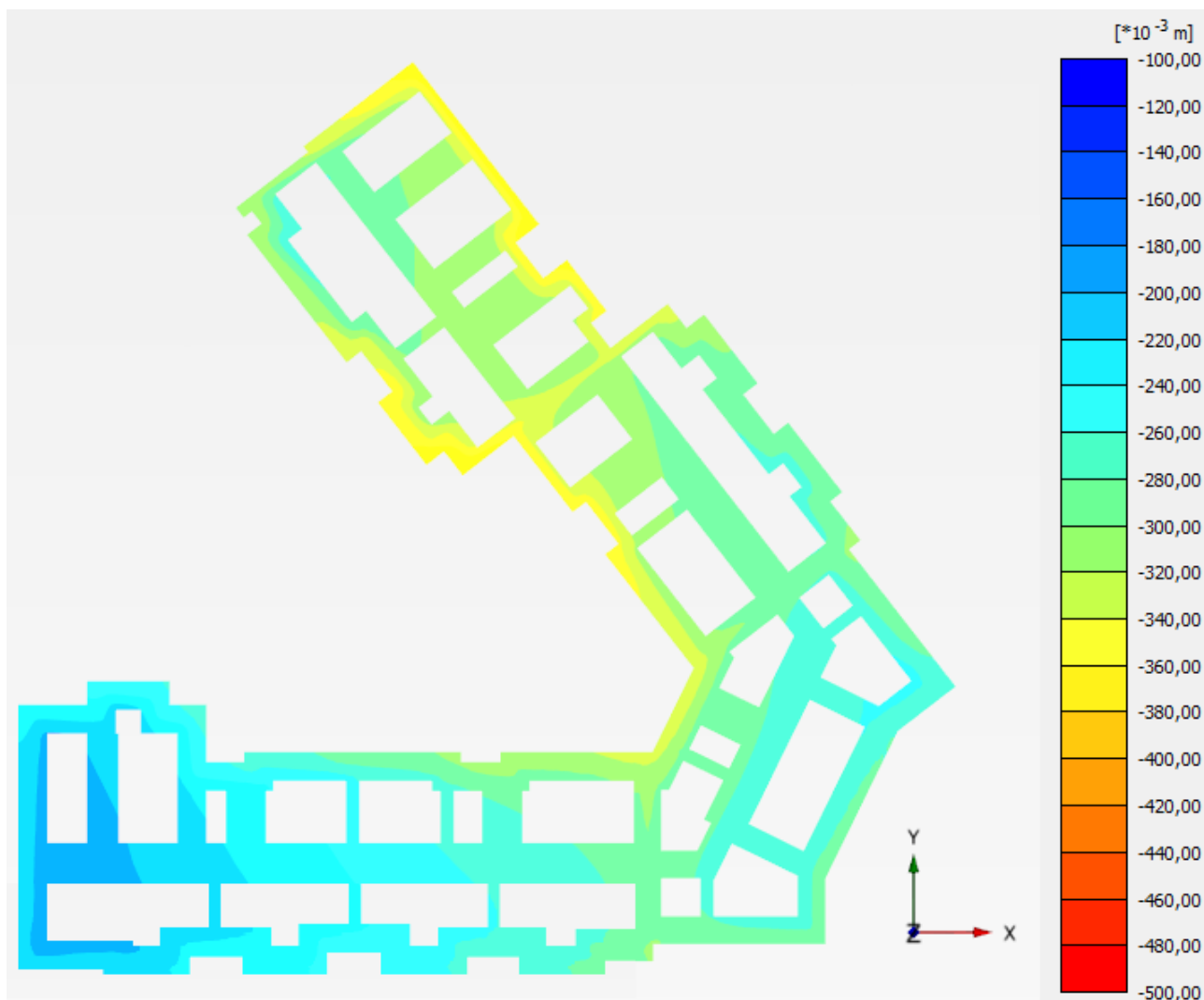


Рис. 4.38. Результати моделювання системи «цокольний поверх – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами» при армованій основі фундаментної стрічки. Осідання, мм

Для наочності проведених досліджень представлено графічні результати моделювання МСЕ для армованої основи фундаментної стрічки.

На рис. 4.39 наведено зміни по характеру розподілу головних напружень по глибині, починаючи з рис. 4.39, а, від рівня підшви фундаменту, де найбільші значення напружень саме під підшвою до рис. 4.39, г, на якому показано горизонтальний переріз на глибині 1 м від рівня низу ГЦЕ, коли відбувається розсіювання напружень по всій плямі забудови.

У табл. 4.4 порівнюються величини осідань основ секцій згідно даних моделювання та тривалих геодезичних спостережень. Для оцінювання достовірності даних, отриманих моделюванням, наведено результати тривалих

Порівняння результатів моделювання МСЕ і натурних спостережень за осіданнями основ об'єкту

Секція	Величина осідання за моделюванням МСЕ		
	LIRA-САПР	Plaxis 3D Foundation	
	армована основа	неармована основа	армована основа
I	70...90	183...285	185...286
II	88...95	230...321	236...324
III	90...98	253...328	255...327
IV	96...116	273...368	272...358
V	104...130	315...430	268...377

Моделювання МСЕ армованої вертикальними ГЦЕ основи в обох програмних комплексах підтвердило дані інженерно-геологічних вишукувань по розміщенню ґрунтів в плямі забудови. В обох розрахункових комплексах найбільші розраховані осідання отримані в V секції, а найменші – в I секції.

Для визначення необхідної глибини армування для дослідного об'єкту було вирішено провести моделювання окремої секції із найбільшими осіданнями (V секція) із використанням об'ємних елементів по аналогії із пунктом 4.1.

Розміри розрахункової області в плані склали 50x50 м. Ітераційна процедура розрахунку передбачала: відносну похибку дорівнює 0,2; максимальна кількість ітерацій не перевищує 60; максимальна кількість кроків у кожній фазі – по 100. ГЦЕ моделювався як об'ємне ґрунтове тіло із відповідними характеристиками із моделлю поведінки linear elastic. Усі інші характеристики моделі поведінки ґрунту, будівлі та параметрів розрахунку прийняти такими ж, як для розрахунку основ фундаментів усієї будівлі із використанням пальових елементів.

На рис 4.40 показана розрахункова схема V секції при глибині елементів армування 6,9 м.

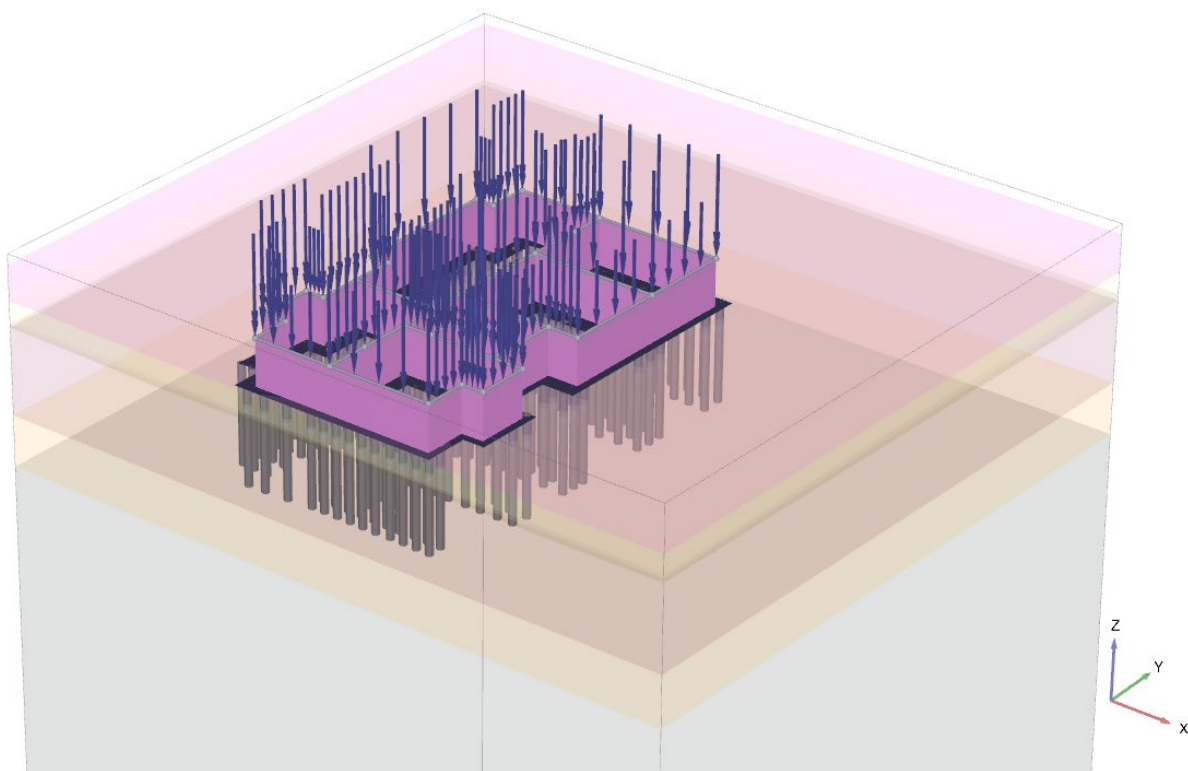
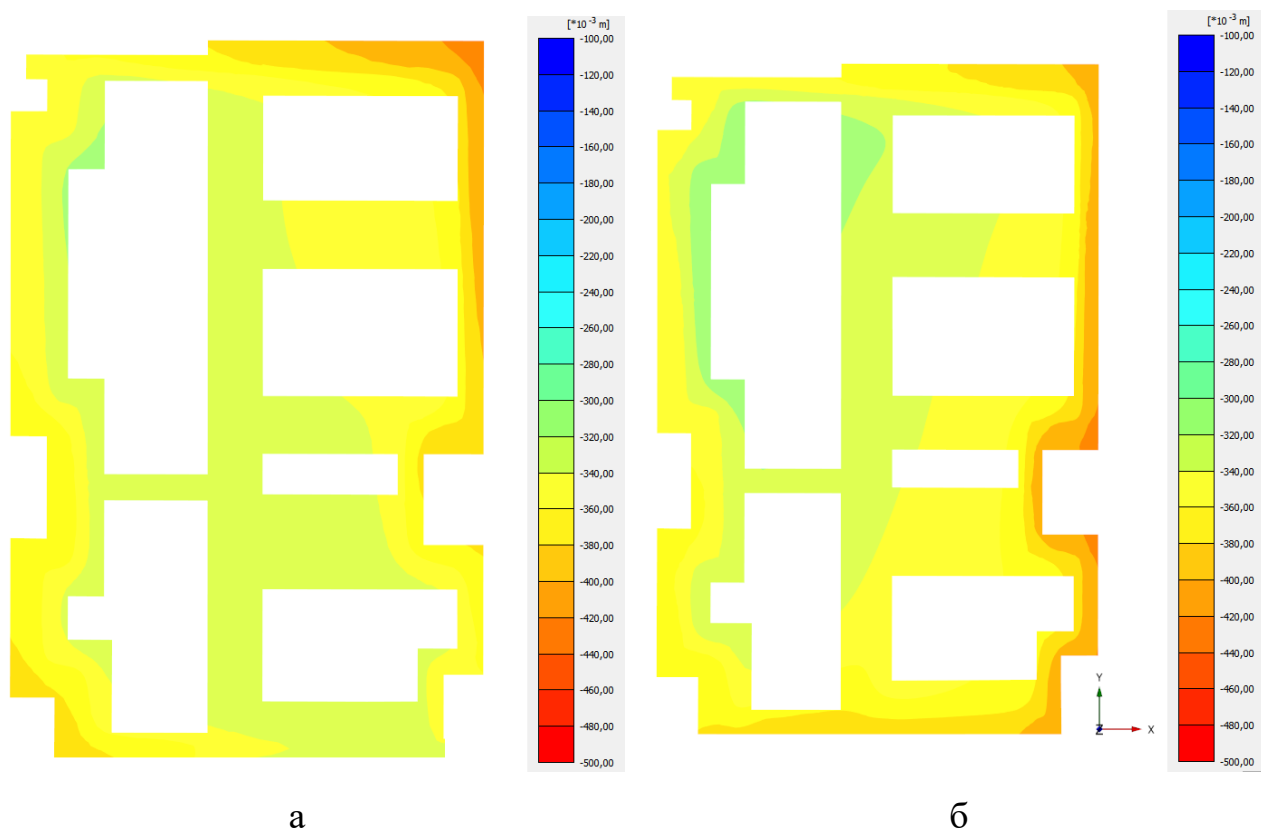


Рис. 4.40. Розрахункова схема V секції при об'ємному моделюванні ГЦЕ

На рис. 4.41, б-е показані результати розрахунку осідань при різній глибині армування основи при використанні об'ємних елементів, а на рис. 4.41, а показано осідання неармованої основи секції V моделювання усієї будівлі.



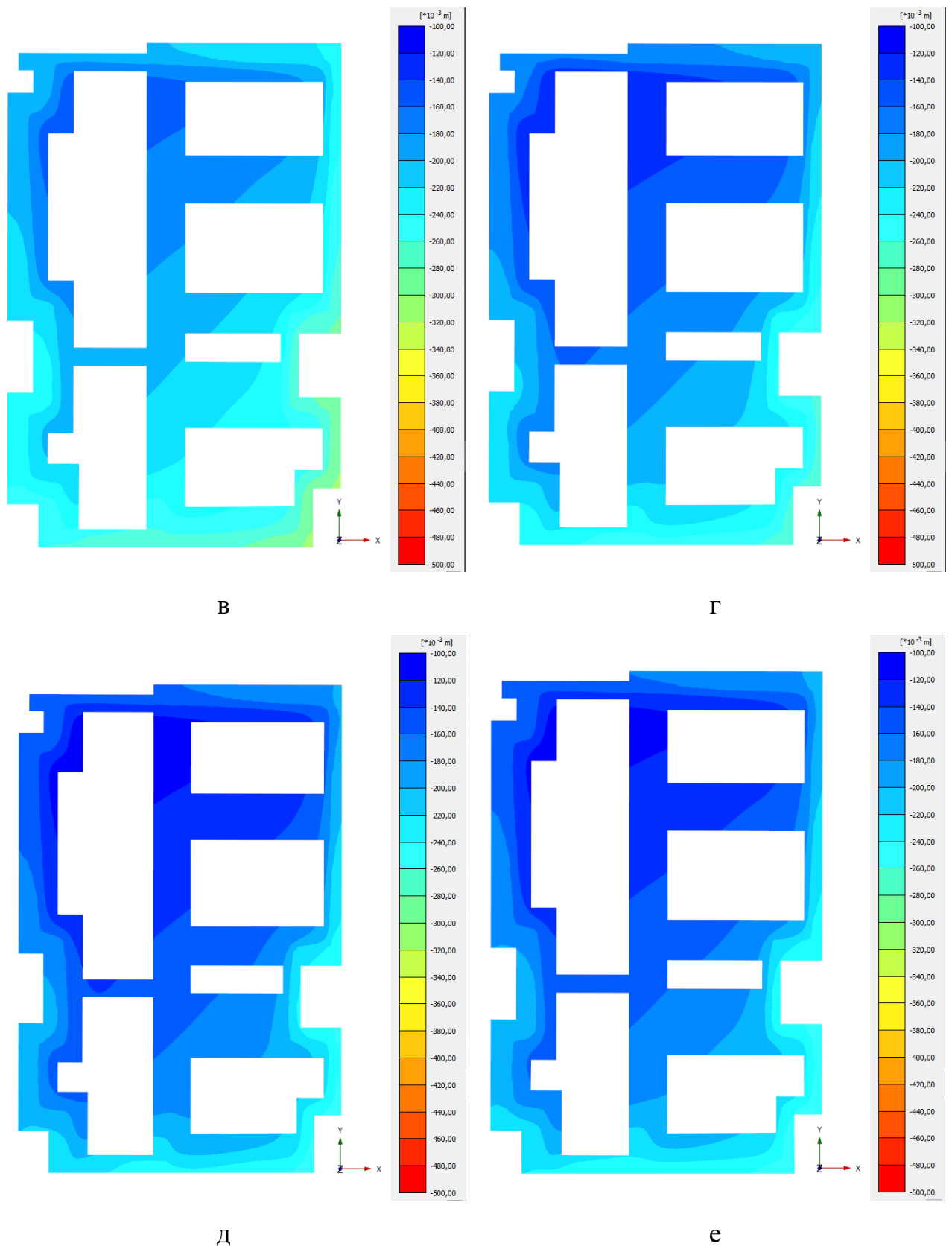


Рис. 4.41. Результати моделювання V секції при різній глибині армування.
 Осідання, мм: а – неармована основа, V секція при моделювання усієї будівлі;
 б – неармована основа, V секція; в – 2,3 м, V секція; г – 4,6 м, V секція;
 д – 6,9 м, V секція; е – 9,2 м, V секція

Порівняння результатів моделювання МСЕ V секції по місця розміщення осадних марок при різних глибинах армування

Осадна марка	Величина осідання (в мм) за моделюванням МСЕ при глибині армування						
	Будівля загалом, пальові елементи		V секція, об'ємні елементи				
	без арм.	2,3 м	без арм.	2,3 м	4,6 м	6,9 м	9,2 м
№9	362	348	413	286	256	241	235
№10	386	361	406	259	229	215	210
№11	411	355	398	220	191	179	175
№12	402	351	393	215	185	173	170
№13	361	297	342	184	159	148	145
№14	363	302	345	189	165	154	151
№15	342	291	334	182	158	146	143
№17	360	302	344	203	178	165	161
№18	366	342	357	224	199	186	181
№19	371	348	362	233	208	195	190
№20	370	349	361	233	208	195	189
№21	372	357	368	245	219	205	200
№22	374	361	377	256	230	216	210
Сер.	387	336	369	225	199	186	182

Отже, як бачимо із наведених вище результатів, при заданих ґрунтових умовах дослідної будівлі глибина армування основи по найбільш деформованій частині будівлі, виконувати армування при аналогічному розміщенні у плані потрібно було на глибину в 9,2 м (що становить в 4 рази більше за існуючу глибину армування та майже в 3 рази ширше за найбільшу ширину фундаментів). Також, при оптимізації розміщення елементів армування у плані достатньою глибиною армування може становити 4,6 м.

4.4 Висновки до розділу 4

В результаті 3D моделювання МСЕ лоткових і натурних досліджень НДС армованих вертикальними ГЦЕ основ було встановлено, що характер осідань тестового моделювання та фізичних досліджень є подібним.

1. Модель поведінки ґрунту HSM показує доволі точне співпадіння графіків із графіками лоткового експерименту, як для моделювання об'ємними елементами, так і пальовими елементами, тоді як модель Мора-Кулона завищує величини осідань, особливо в стадії пружних деформацій.

2. Для усіх апробованих варіантів способів моделювання елементів армування об'ємними тілами коректніше описує розподіл осідань ґрунту в масиві, як в пружній, так і в пластичній стадії роботи ґрунту. Після переходу із пружної до пластичної поведінки ґрунту моделювання пальовими елементами завищує несучу здатність основи при застосуванні армування ґрунту, незалежно від проценту армування масиву.

3. Задання ГЦЕ палями із використанням моделі ґрунту Мора-Кулона для пружної частини графіку показує мінімальне зростання несучої здатності при збільшенні коефіцієнта армування масиву.

4. Використання коефіцієнтів жорсткості при заданих умовах показало нерівномірність осідань відповідно до інженерно-геологічних характеристик ґрунтів, однак, значення розрахованих осідань значно менші, ніж за моделюванням ґрунтовим масивом.

5. Результати розрахунків напружень під подошвою стрічкового фундаменту й значень напружень ГЦЕ показують, що під секціями із кращими ґрунтовими умовами більша частина напружень на рівні подошва фундаменту припадає на природній ґрунт, а в місці розташування слабких ґрунтів – на елементи армування.

5 ПОРІВНЯННЯ ТА АНАЛІЗ МЕТОДИК ВИЗНАЧЕННЯ ОСІДАНЬ СИСТЕМИ «ГРУНТОЦЕМЕНТНА ОСНОВА – ФУНДАМЕНТ – БУДІВЛЯ»

5.1 Розрахунок осідань основ об'єкту аналітичними методами

Для узагальнення та аналізу питання осідання армованих ГЦЕ основ стрічкових фундаментів було проведено розрахунок осідання аналітичними методами, рекомендованими нормативною документацією [12, 13]: методом пошарового підсумовування та експрес-методом І.О. Розенфельда, які більш детально розглянуті у розділі 1, та порівняно їх результати з результатами, отриманими чисельним моделюванням МСЕ та тривалими геодезичними спостереженнями на натурному об'єкті.

Згідно проекту будівлі у м. Полтава по вул. Панянки, 65-б ширина фундаменту у розрізі, який відповідає осадній марці МЗ, розташованій у І секції будівлі, яку обрано для порівняння складає 2,2 м. Середній тиск під подошвою фундаменту обраховуємо за формулою

$$P = (488,0 + 60,8) / 2,2 = 249,4 \text{ кПа},$$

де 488,0 кН – нормативне навантаження на погонний метр стрічкового фундаменту;

60,8 кН – власна вага фундаменту;

2,2 м – ширина стрічкового фундаменту.

Розрахунковий модуль деформації шару ґрунту визначаємо як середньозважений у межах об'єму ґрунту, який підсилюється за формулою

$$E = \frac{E_s \cdot A_s + E_{sc} \cdot A_{sc}}{A}, \quad (5.1)$$

де E_s – модуль деформації ґрунту, МПа;

E_{sc} – модуль деформації ґрунтоцементу, прийнятий 80 МПа [12];

A – загальна площа закріплюваного (армованого) масиву, м²;

A_s – площа ґрунту, м²;

A_{sc} – площа ґрунтоцементу, м².

Модуль деформації ґрунту ІГЕ-5 (піску пилюватого, з домішками органічних речовин, середньої щільності, водонасиченого), армованого ґрунтоцементними елементами кроком 1400x1400 мм, при ширині фундаменту 2,2 м

$$E_{5арм} = \frac{6,5 \cdot (1,4 \cdot 2,2 - 0,196 \cdot 2) + 80 \cdot 0,196 \cdot 2}{1,4 \cdot 2,2} = 15,8 \text{ МПа} .$$

Модуль деформації ґрунту ІГЕ-6 (піску мілкового, середньої щільності, водонасиченого), армованого ІЦЕ кроком 1400x1400 мм, при ширині фундаменту 2,2 м:

$$E_{6арм} = \frac{10 \cdot (1,4 \cdot 2,2 - 0,196 \cdot 2) + 80 \cdot 0,196 \cdot 2}{1,4 \cdot 2,2} = 18,9 \text{ МПа} .$$

Природний тиск на рівні підосви фундаменту складає:

$$\sigma_{zq} = \sum h_i \gamma_i = 2,5 \cdot 15,0 + 1,0 \cdot 19,2 = 56,7 \text{ кПа} .$$

Розрахунок осідання армованих ІЦЕ основ стрічкового фундаменту експрес-методом виконуємо за формулою (1.8)

$$S = 1,44 \cdot \frac{\eta}{\eta + 1} \cdot \frac{P - \sigma_{zq}}{E_m} \cdot b ,$$

де $\frac{\eta}{\eta + 1} = 1$ – для стрічкового фундаменту;

σ_{zq} – природній тиск на рівні підосви фундаменту;

E_m – середньозважене значення модуля деформації шарів ґрунту нижче підосви фундаменту в межах зони стиснення

$$E_m = \frac{\sum h_i \cdot E_i \cdot z_i}{0,5 \cdot H_c^2} , \quad (5.2)$$

де E_i - модуль деформації i -го шару основи;

z_i – відстань від середини i -го шару до нижньої межі стисливої товщі основи H_c ;

$H_c = k \cdot b$ – зона стиснення,

де k – коефіцієнт, що приймають за таблицею Д.2 [12];

$$H_c = 6 \cdot 2,2 = 13,2 \text{ м}$$

$$E_m = \frac{0,7 \cdot 15,8 \cdot 12,85 + 1,6 \cdot 18,9 \cdot 11,7 + 4,5 \cdot 10 \cdot 8,65 + 3,5 \cdot 33 \cdot 4,65 + 2,9 \cdot 16,5 \cdot 1,45}{0,5 \cdot 13,2^2} = 17,1 \text{ МПа.}$$

Підставляючи отримані значення у формулу І.О. Розенфельда, отримаємо, що осідання дорівнюють

$$S = 1,44 \cdot 1 \cdot \frac{249,4 - 56,7}{17,1} \cdot 2,2 = 36 \text{ мм.}$$

Розрахунок осідання армованих ГЦЕ основ стрічкового фундаменту методом пошарового сумування виконується за формулою (1.7).

Для розрахунку осідання фундаменту методом пошарового сумування для фундаментів глибиною закладання до 5 м дозволяється виконувати за спрощеною формулою [12]

$$S = \beta \sum \frac{\sigma_{zp_i} \cdot h_i}{E_i}, \quad (5.3)$$

де $\beta = 0,8$;

σ_{zp_i} – середнє значення вертикального напруження в і-му шарі;

σ_{zp} – напруження в основі фундаменту від зовнішнього навантаження;

$\sigma_{zp} = \alpha \cdot p$ (α – коефіцієнт затухання напружень);

$$p_0 = p_{cp} - \sigma_{zg_0} = 249,4 - 56,7 = 192,7 \text{ кПа.}$$

Подальший розрахунок виконаємо у табличній формі (табл. 5.1).

Отже, результати обчислення осідання армованих ГЦЕ основ стрічкового фундаменту обстежуваної будівлі за експрес-методом і методом пошарового сумування доволі близькі і становлять 36 та 39 мм відповідно.

Результати обчислень по іншим маркам подано у табличній формі (табл. 5.2), з зазначенням розмірів інженерно-геологічних елементів, ширини підосви, навантаження на переріз.

Таблиця 5.1

До розрахунку осідання фундаменту методом пошарового сумування

z , м	σ_{zg} , кПа	$0,2\sigma_{zg}$, кПа	$2z/b$	α	σ_{zp} , кПа	$\sigma_{zp,cp}$, кПа	h , м	E , кПа	s , мм
0,00	56,70	11,34	0,000	1,000	192,70	184,90	0,70	15800	6,6
0,70	70,14	14,03	0,640	0,919	177,09				
1,50	85,90	17,18	1,364	0,709	136,62	156,89	0,80	18900	5,3
2,30	101,66	20,33	2,091	0,533	102,71	91,82	0,78	10000	5,7
3,08	116,44	23,29	2,800	0,420	80,93	59,45	0,88	10000	4,2
3,96	133,78	26,76	3,600	0,337	64,94	46,07	0,88	10000	3,2
4,84	151,12	30,22	4,400	0,280	53,96	38,83	0,11	33000	0,1
5,72	168,46	33,69	5,200	0,239	46,06	39,60	0,20	10000	0,6
6,60	185,80	37,16	6,000	0,208	40,08	38,83	0,11	33000	0,1
6,80	189,74	37,95	6,182	0,203	39,12	38,83	0,11	33000	0,1
6,91	191,93	38,39	6,282	0,200	38,54	38,83	0,11	33000	0,1
$\Sigma = 38,5$ мм									

Таблиця 5.2

Результати осідань основ об'єкту по розрахункам аналітичними методами

Секція	Осадна марка	Верх інженерно-геологічного елемента, м								Ширина підшви, м		Навантаження, кН/п.м.		Осідання без ГЦЕ, мм		Осідання із ГЦЕ, мм	
		ІГЕ-1	ІГЕ-2	ІГЕ-3	ІГЕ-4	ІГЕ-5	ІГЕ-6	ІГЕ-7	ІГЕ-8	11	12	13	14	15	16		
I	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16		
	M3	84,2	-	-	-	81,7	80,0	73,9	70,4	2,2	488	65,2	49,3	38,5	36,0		
	M4	84,2	-	-	-	81,7	80,2	73,9	70,4	2,2	488	65,2	48,9	43,8	40,3		
	M5	84,2	-	-	-	81,8	80,6	74,0	70,5	2,2	468	57,5	45,7	40,1	37,9		
	M6	84,2	-	-	-	81,8	80,6	74,0	70,5	2,2	287	28,4	26,1	18,5	21,6		
	M7	84,2	-	-	-	81,8	80,6	74,0	70,5	2,2	429	51,0	41,4	35,1	34,4		
	M8	84,2	-	-	-	81,8	80,6	74,0	70,5	2,2	429	51,0	41,4	35,1	34,4		
	M9	84,2	81,7	-	-	81,6	80,5	73,9	70,4	2,2	287	28,7	26,4	18,6	21,9		

Продовження таблиці 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
I	M10	84,2	81,7	-	-	81,6	80,5	73,9	70,4	2,2	287	28,7	26,4	18,6	21,9
	M11	84,2	-	-	-	81,7	80,0	73,9	70,4	2,2	490	65,5	49,5	43,6	40,7
II	M1	84,2	-	-	-	81,6	79,5	73,8	70,3	2,2	488	68,6	50,5	44,5	41,4
	M2	84,2	-	-	-	81,7	80,0	73,9	70,4	2,2	488	65,2	49,3	43,4	40,6
	M12	84,2	81,7	-	-	81,5	80,0	73,8	70,3	2,2	490	66,0	49,8	44,1	41,0
	M13	84,2	81,7	-	-	81,4	80,0	73,8	70,3	2,2	490	67,6	49,8	44,8	41,0
	№29	84,2	81,6	-	-	81,4	79,5	73,8	70,3	2,2	490	69,6	50,8	45,0	41,6
	100	84,2	-	-	-	81,6	79,5	73,8	70,3	2,2	488	68,6	50,5	44,5	41,4
	101	84,2	-	-	-	81,6	79,5	73,8	70,3	2,2	449	61,3	46,1	39,3	37,7
	№1	84,2	-	-	-	81,6	79,5	73,8	70,3	2,1	491	70,8	51,8	45,2	41,7
III	№2	84,2	-	-	-	81,6	79,5	73,8	70,3	2,1	392	52,8	40,4	32,9	32,5
	№3	84,2	81,8	-	-	-	80,1	73,6	70,1	2,4	355	99,3	35,9	30,4	29,9
	№4	84,2	81,8	-	-	-	80,1	73,6	70,1	2,4	526	162,1	56,0	54,4	46,7
	№27	84,2	81,8	-	-	81,0	79,7	73,7	70,2	2,4	496	76,6	50,6	44,5	42,5
IV	№28	84,2	81,7	-	-	81,5	79,6	73,8	70,3	2,4	496	68,3	50,1	45,2	42,2
	№5	84,2	81,9	-	-	-	80,1	73,6	70,1	2,2	449	133,3	48,3	42,3	39,1
	№6	84,2	81,9	-	-	-	80,1	73,6	70,1	2,2	488	147,7	53,0	48,0	42,9
	№7	84,2	81,8	-	-	-	80,2	73,7	70,2	2,2	488	139,4	52,3	48,3	42,4
№8	84,2	81,8	80,2	-	-	80,1	73,8	70,3	2,2	449	149,3	47,9	43,1	38,8	

Продовження таблиці 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	14	16
IV	№23	84,2	81,8	80,2	-	-	80,1	73,8	70,3	1,0	287	167,0	59,6	-	-
	№24	84,2	81,8	-	-	-	80,2	73,7	70,2	1,0	287	142,8	58,0	-	-
	№25	84,2	81,8	-	-	80,2	80,1	73,7	70,2	2,2	491	141,1	52,8	48,8	42,8
	№26	84,2	81,8	-	-	80,5	79,9	73,7	70,2	2,2	491	132,8	52,3	49,6	42,5
V	№9	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	1,0	287	256,9	71,7	-	-
	№10	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	1,0	287	256,9	71,7	-	-
	№11	84,2	81,6	80,6	80,1	-	79,7	74,0	70,4	1,0	287	281,3	68,6	-	-
	№12	84,2	81,7	80,7	80,2	-	79,8	74,1	70,5	2,1	458	263,5	50,6	48,0	40,1
	№13	84,2	81,7	80,7	80,2	-	79,8	74,1	70,5	1,0	287	282,5	65,5	-	-
	№14	84,2	81,7	80,7	80,2	-	79,8	74,1	70,5	1,0	287	282,5	65,5	-	-
	№15	84,2	81,7	80,7	80,2	-	79,8	74,1	70,5	2,2	488	271,6	53,2	51,2	42,9
	№17	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	2,2	488	258,7	54,8	51,9	43,9
	№18	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	2,2	488	258,7	54,8	51,9	43,9
	№19	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	2,2	488	258,7	54,8	51,9	43,9
	№20	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	2,2	287	137,3	30,1	23,9	24,1
	№21	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	2,2	449	234,7	50,0	46,0	40,0
№22	84,2	81,6	80,5	80,1	-	79,6	73,9	70,3	1,0	287	256,9	71,7	-	-	

5.2 Порівняння розрахунку осідань об'єкту моделюванням МСЕ та аналітичними методів із даними довготривалих геодезичних спостережень

В розділі 3 було наведено значення осідань об'єкту по довготривалим геодезичним спостереженням. В розділі 4 було наведено значення осідань об'єкту по розрахункам чисельними методами у ПК Ліра-САПР та ПК Plaxis 3D Foundation. В розділі 5.1 отримано значення осідань по розрахункам аналітичними нормативними методиками.

Для порівняння у таблиці 5.3 посекційно наведено значення розрахунків аналітичними методами та моделюванням МСЕ осідань об'єкту без врахування армування масиву ґрунту.

Таблиця 5.3

Порівняння результатів визначення осідання основ об'єкту без армування масиву ґрунту моделюванням МСЕ і аналітичними методами

Секція	Моделювання МСЕ, мм	Аналітичні методи, мм	
	Plaxis 3D Foundation	Метод пошарового підсумовування	Експрес-метод Розенфельда
I	183...285	29...66	26...50
II	230...321	61...70	46...51
III	253...328	53...160	36...52
IV	273...368	48...167	42...60
V	315...430	137...283	30...72

У таблиці 5.4 наведено значення розрахунків аналітичними методами, моделюванням МСЕ та дані геодезичних спостережень осідань об'єкту при армуванні масиву ґрунту. Дані наведені для кожної осадної марки, встановленої для моніторингу осідань (див. розділ 3).

Слід відмітити, що на даний час деякі марки зрізані, або закриті оздобленням. Також деякі марки знаходяться в цоколях під самонесучими стінами будівлі, перерізи по яким не армовані ґрунтоцементом.

Порівняння результатів моделювання МСЕ, натурних спостережень та аналітичних обчислень осідань основ об'єкту при армованій основі

Номер секції	Осадна марка	Моделювання МСЕ, мм		Аналітичне вирішення, мм		Тривалі натурні спостереження, мм
		LIRA-САПР	Plaxis 3D Foundation	Метод пошарового підсумовування	Експрес-метод Розенфельда	
1	2	3	4	5	6	7
I	M3	86	231	43	41	213
	M4	85	210	44	40	190
	M5	83	202	40	38	188
	M6	82	201	19	22	187
	M7	78	200	35	34	зрізана
	M8	82	211	35	34	203
	M9	88	241	19	22	211
	M10	89	250	19	22	226
	M11	93	262	44	41	215
	II	M1	91	273	45	41
M2		89	252	43	41	224
M12		93	292	44	41	215
M13		95	306	45	41	256
№29		93	313	45	42	256
100		92	282	45	42	зрізана
101		92	292	39	38	229
III	№1	89	282	45	42	зрізана
	№2	89	281	33	33	235
	№3	93	270	30	30	251
	№4	94	273	54	47	248

Продовження таблиці 5.4

1	2	3	4	5	6	7
III	№27	98	312	45	43	зрізана
	№28	97	310	45	42	зрізана
IV	№5	96	293	42	39	251
	№6	97	292	48	43	251
	№7	102	302	48	42	зрізана
	№8	106	321	43	39	264
	№23	108	346	Переріз без ГЦЕ		зрізана
	№24	107	345	Переріз без ГЦЕ		248
	№25	104	336	49	43	254
	№26	100	321	50	43	257
V	№9	120	348	Переріз без ГЦЕ		зрізана
	№10	124	361	Переріз без ГЦЕ		263
	№11	130	355	Переріз без ГЦЕ		зрізана
	№12	129	351	48	40	260
	№13	119	297	Переріз без ГЦЕ		259
	№14	116	302	Переріз без ГЦЕ		258
	№15	112	291	51	43	256
	№17	109	302	52	44	248
	№18	106	342	52	44	зрізана
	№19	105	348	52	44	зрізана
	№20	104	349	24	24	зрізана
	№21	105	357	46	40	249
№22	106	361	Переріз без ГЦЕ		зрізана	

У таблиці 5.5 наведено значення середніх осідань по секціям по кожному із наведених у розділі 4.1 методів та даним геодезичних спостережень, наведеним у розділі 3. Дані по усім методам обраховувались як середні

арифметичні по таблиці 5.4.

По цим даним створені графіки 5.1–5.4, в яких наочно демонструються відмінності результатів від натурно вимірних осідань. На графіках показані лінії, які показують відхилення у 10–40%.

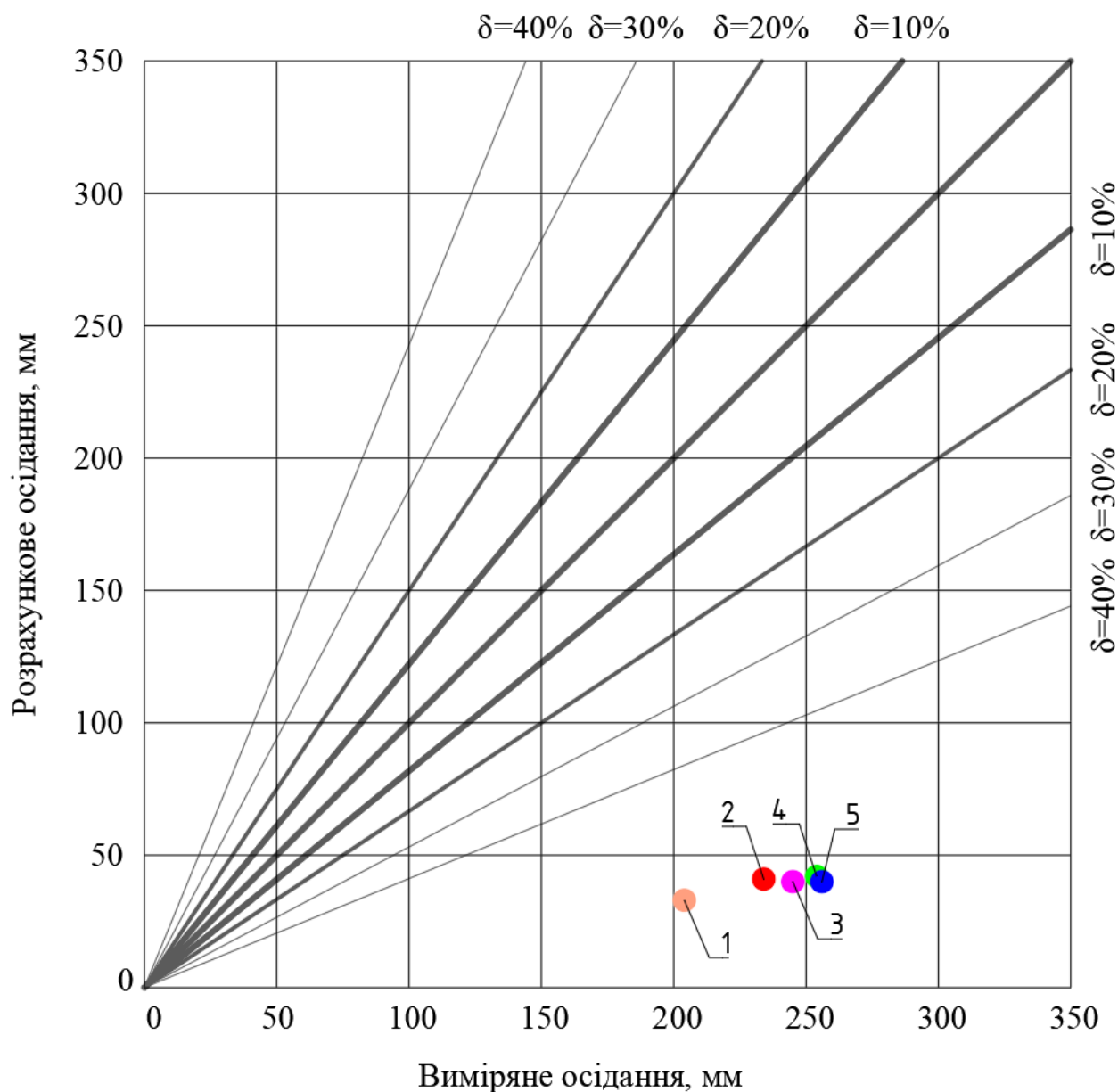


Рис. 5.1. Результати зіставлення значень вимірних тривалими геодезичними спостереженнями та розрахованих аналітично експрес-методом І.О. Розенфельда осідань ґрунтоцементних основ секцій обстежуваної будівлі під стрічковими фундаментами:

1 – I секція; 2 – II секція; 3 – III секція; 4 – IV секція; 5 – V секція

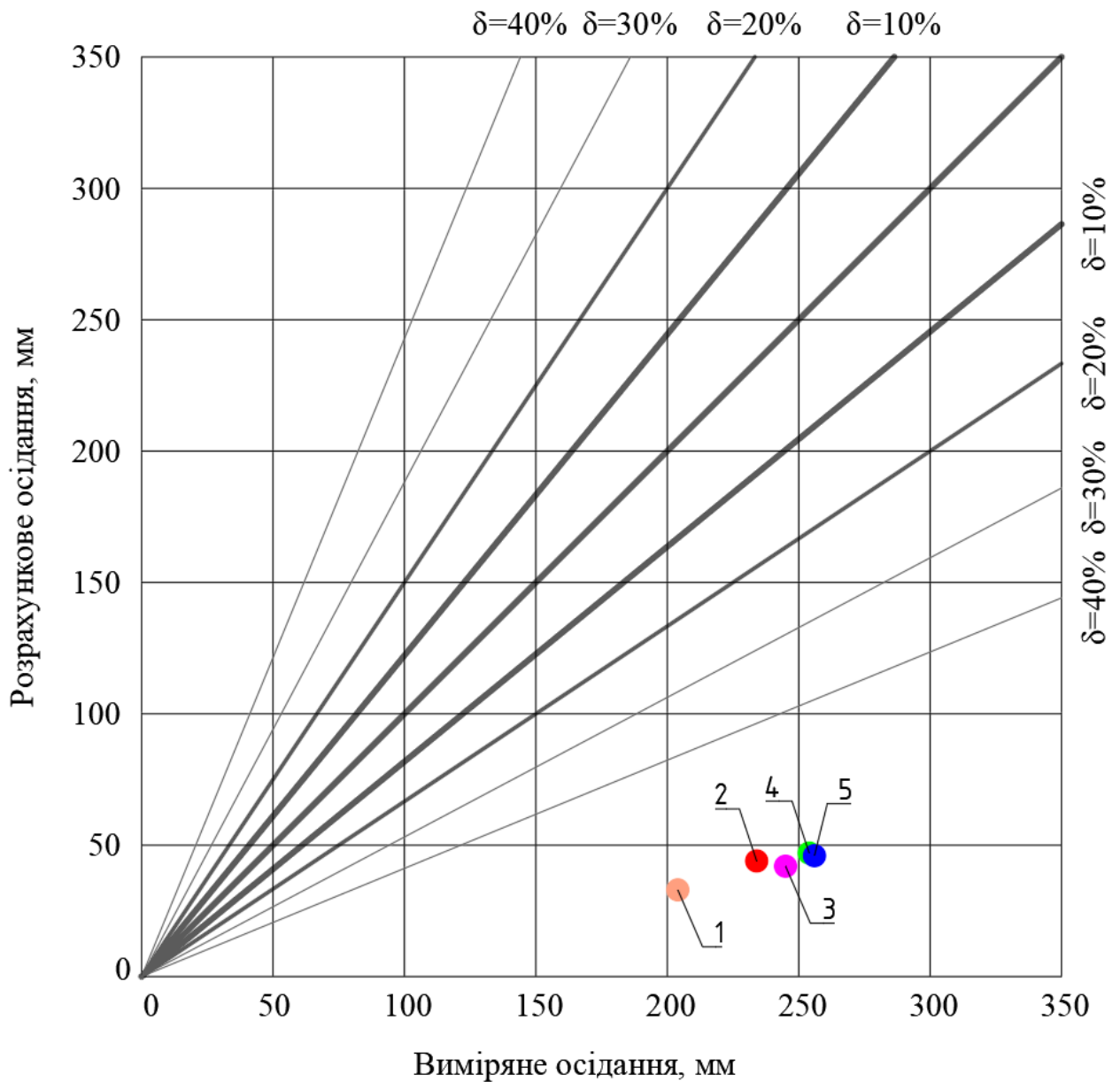


Рис. 5.2. Результати зіставлення значень вимірних тривалими геодезичними спостереженнями та розрахованих аналітично методом пошарового підсумовування осідань ґрунтоцементних основ секцій обстежуваної будівлі під стрічковими фундаментами:

1 – I секція; 2 – II секція; 3 – III секція; 4 – IV секція; 5 – V секція

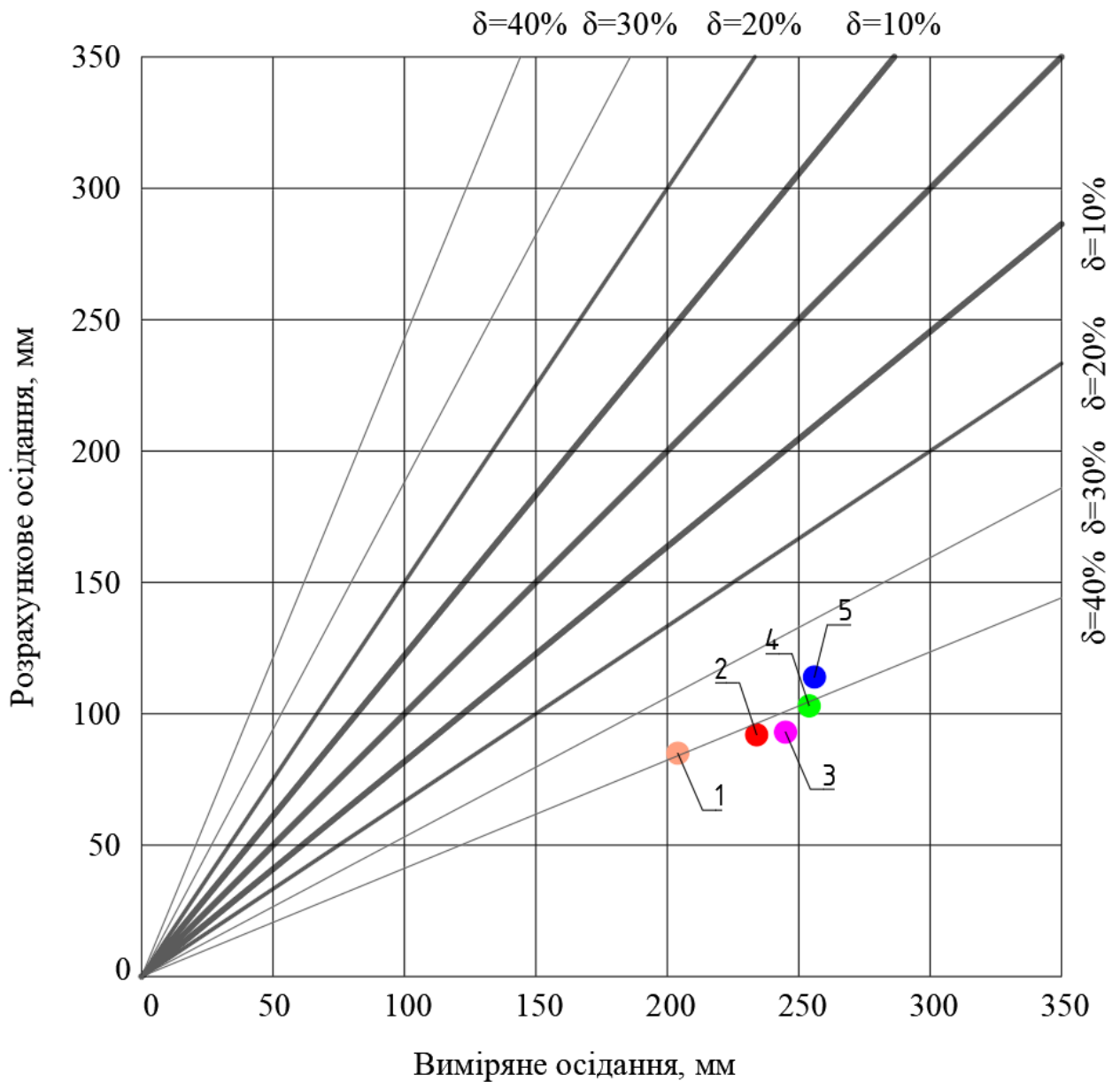


Рис. 5.3. Результати зіставлення значень вимірних тривалими геодезичними спостереженнями та розрахованих 3D моделювання МСЕ з використанням ПК Ліра-САПР із застосуванням коефіцієнтів жорсткості осідань ґрунтоцементних основ секцій обстежуваної будівлі під стрічковими фундаментами:

1 – I секція; 2 – II секція; 3 – III секція; 4 – IV секція; 5 – V секція

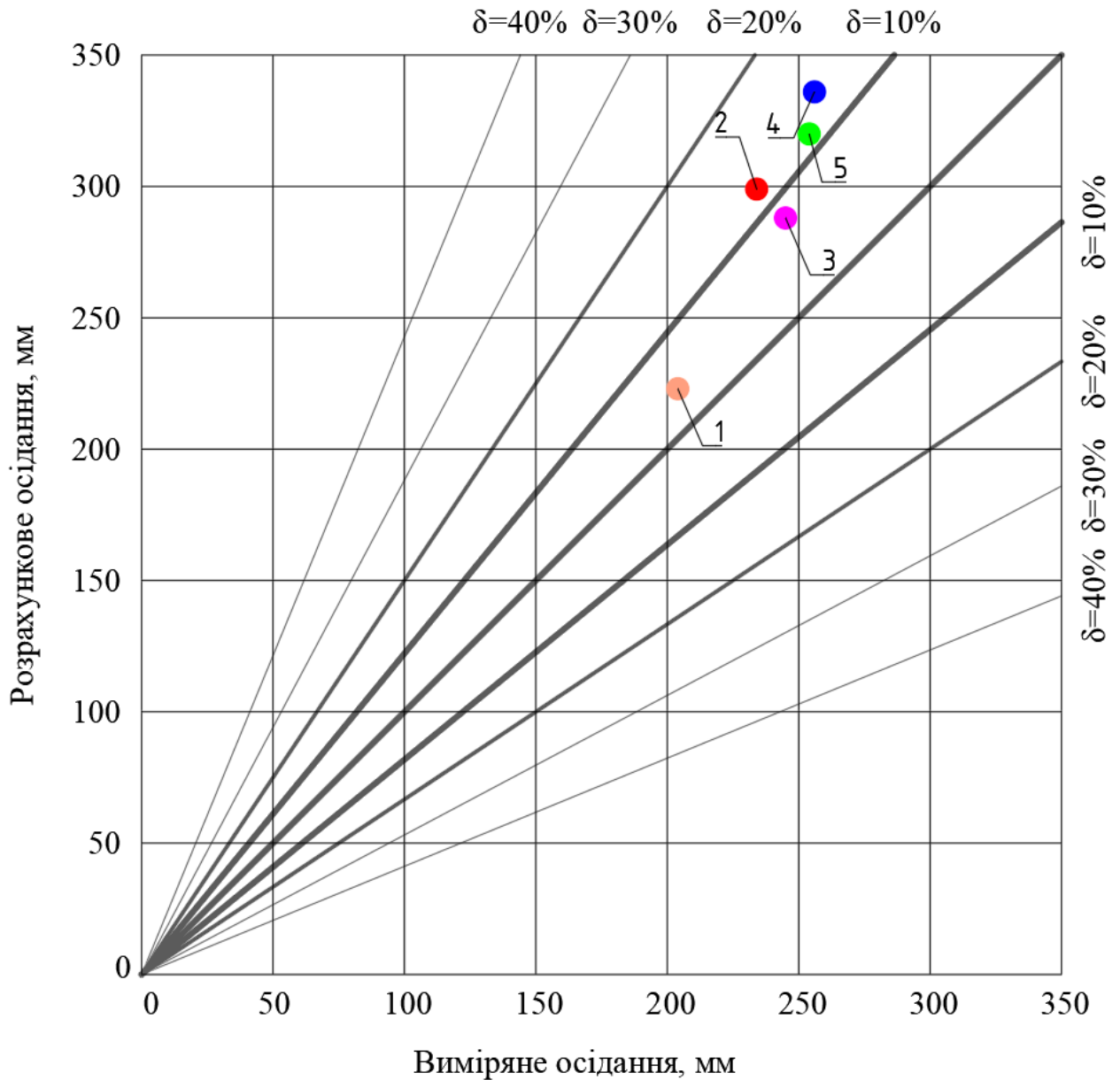


Рис. 5.4. Результати зіставлення значень вимірних тривалими геодезичними спостереженнями та розрахованих 3D моделювання МСЕ з використанням ПК Plaxis 3D Foundation із застосуванням моделі Мора-Кулона ґрунтоцементних основ секцій обстежуваної будівлі під стрічковими фундаментами:

1 – I секція; 2 – II секція; 3 – III секція; 4 – IV секція; 5 – V секція

Порівняння результатів моделювання МСЕ, натурних спостережень та аналітичних обчислень осідань основ об'єкту при армованій основі по значенням середніх осідань секцій

Секція	Моделювання МСЕ, мм		Аналітичні методи, мм		Тривалі натурні спостереження, мм
	LIRA-САПР	Plaxis 3D Foundation	Метод пошарового підсумовування	Експрес-метод І.О. Розенфельда	
I	85	223	33	33	204
II	92	299	44	41	234
III	93	288	42	40	245
IV	103	320	47	42	254
V	114	336	46	40	256

Виявлено значне неспівпадання результатів обчислення осідань дослідного об'єкта за методами пошарового підсумовування та експрес-методу І.О. Розенфельда з МСЕ та із даними осідання за натурними спостереженнями. Метод пошарового підсумовування та експрес-метод занизили осідання для дослідного об'єкта у 6 разів.

Найбільш достовірним методом визначення осідань стрічкових фундаментів в даному дослідженні став МСЕ у ПК Plaxis 3D Foundation, із методикою задання вертикальних ГЦЕ, наведений у розділі 4. Похибка у порівнянні із натурними спостереженнями склала до 13% у бік збільшення результатів за моделюванням. Похибка у бік збільшення обумовлюється тим, що метод Мора-Кулона завищує осідання у пружній стадії роботи ґрунту. Також, можливим фактором стало те, що тимчасові навантаження на перекриття, котрі задаються в розрахунках, здебільшого вищі, ніж реальні експлуатаційні. Дані отримані по методу із заданням коефіцієнтів жорсткості ГЦЕ та основи, мають відхилення у 40%, при цьому розподіл осідань в плані співпадає із отриманим натурно.

5.3 Впровадження основних результатів досліджень

Основні результати досліджень, які викладені у дисертаційній роботі, використано, зокрема, при:

- проектуванні та зведенні основ фундаментів будівель багатофункціонального торгівельного комплексу в м. Запоріжжя за адресою вул. Оріхівське шосе, 9;

- розробленні проєктів будівництва відділення подріблення основної виробничої ділянки дробильно-збагачувальної фабрики ПРАТ «Полтавський ГЗК» та будівництва багатоповерхового житлового будинку у м. Полтава за адресою вул. Пушкіна, 58-60;

- складанні проєкту будівництва зерносховища у м. Ніжин Чернігівської області за адресою вул. Прилуцька, 89-Е.

- складанні п. 9.4 «Розрахунок осідань гребель», зокрема пп. 9.4.1, проєкту, перша редакція, ДСТУ «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення».

- викладанні навчальної дисципліни «Технічна експлуатація будівель і споруд міської забудови» для підготовки магістрів (другий освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво»;

- викладанні навчальної дисципліни «Основи проектування та реконструкції захисних споруд цивільного захисту» для підготовки магістрів (другий освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво».

При цьому до уваги приймалися наступні результати досліджень:

- дослідно визначений вплив на напружено-деформований стан армованих вертикальними ГЦЕ за бурозмішувальною технологією основ стрічкових фундаментів від відсотка їх армування, характеристик ґрунту, режиму завантаження основи;

– удосконалену методику оцінювання напружено-деформованого стану системи «грунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» із використанням моделі ізотропного ущільнення ґрунту за способами задання ГЦЕ пальовими та об’ємними елементами;

– удосконалений загальний підхід до 3D моделювання МСЕ напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ГЦЕ – стрічковий фундамент – будівля» за пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту НSM, а також при імітації ГЦЕ об’ємними тілами та пальовими елементами й оцінено її достовірність порівнянням з величинами осідань натурних об’єктів.

Довідки про впровадження результатів роботи наведено у додатку Б.

5.4 Висновки до розділу 5

В результаті моделювання НДС системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ГЦЕ армування» вдалося оцінити НДС цієї системи. Розподіл осідань основ під стрічковими фундаментами відповідає фактичному, що, зокрема, зафіксовано тривалими геодезичними спостереженнями. Узагальнюючи порівняння методик, проведені у п’ятому розділі, можливі наступні висновки:

1. Нормативні аналітичні методики визначення осідань суттєво занижують їх величини для армованих вертикальними ГЦЕ слабких основ стрічкових фундаментів, оскільки не враховують нелінійну стадію роботи ґрунту, технологічні особливості виготовлення ГЦЕ, їх взаємодію між собою у групі та взаємодію із навколишнім ґрунтом.

2. Розраховані за допомогою коефіцієнтів жорсткості значення осідань основ фундаментів значно нижче їх фактичних величин, тобто цей метод лише приблизний, а для достовірного визначення осідань і для моделювання роботи основ фундаментів такого типу необхідне використання інших розрахункових

моделей. Але підхід з використанням коефіцієнтів жорсткості має певну можливість застосування для інженерних розрахунків конструкцій будівлі, оскільки має відхилення у 40%.

3. Підтверджено доволі високу достовірність і наочність чисельного моделювання МСЕ системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, підсилена ґрунтоцементними елементами армування» із використанням просторової версії програмного комплексу PLAXIS при застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунту з критерієм міцності Мора-Кулона, що є доцільним для прогнозування осідань армованих вертикальними ГЦЕ слабких основ стрічкових фундаментів багатоповерхових цегляних будівель. Похибка у порівнянні з даними натурних спостережень склала до 13% у бік збільшення результатів за моделюванням і зумовлена тим, що модель Мора-Кулона дещо завищує осідання основ у лінійній стадії роботи ґрунту.

4. Результати досліджень використано при проектуванні й зведенні основ фундаментів будівель багатофункціонального торговельного комплексу в м. Запоріжжя; розробленні проектів будівництва відділення подріблення основної виробничої ділянки дробильно-збагачувальної фабрики ПРАТ «Полтавський ГЗК» та багатоповерхового житлового будинку у м. Полтава; складанні проекту будівництва зерносховища у м. Ніжин; викладанні навчальних дисциплін «Технічна експлуатація будівель і споруд міської забудови», «Основи проектування та реконструкції захисних споруд цивільного захисту»; складанні п. 9.4 «Розрахунок осідань гребель» проекту першої редакції ДСТУ «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення».

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В результаті комплексних експериментально-теоретичних досліджень вирішено важливу науково-технічну задачу з удосконалення загального підходу до оцінювання НДС системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ГЦЕ – стрічковий фундамент – будівля» з урахуванням коефіцієнту та глибини армування масиву, особливостей використання розрахункових моделей ґрунту і способів моделювання ГЦЕ.

1. З графіків залежності осідання від тиску встановлено, що при заданих у лотковому дослідженні параметрах ґрунтової основи і висоти армування величини першого та другого критичних тисків системи «армована основа – стрічковий фундамент» зростають, а самі критичні тиски залежно від відсотка армування на основу підвищуються за лінійною залежністю. Отримано нові дослідні залежності першого та другого критичного тисків на основу через формули Н.П. Пузиревського та Л. Прандтля для армованої вертикальними ГЦЕ слабкої глинистої основи залежно від коефіцієнту армування.

2. У результаті десятирічних геодезичних спостережень за осіданнями п'яти секцій дев'яти-десятиповерхового будинку зі стрічковими монолітними фундаментами на слабкій основі, зміцненій ГЦЕ, отримано нові дослідні дані розвитку фактичних деформацій таких основ у часі. За цей період практично досягнуто умовну стабілізацію осідань основи, які перевищили допустимі нормами, але відносна різниця – менша за граничні величини, що не дозволило призвести до деформацій. Метод армування слабких ґрунтів вертикальними ГЦЕ за бурозмішувальною технологією підтвердив свою ефективність, але армування лише в межах товщі меншої за ширину фундаментів виявилось не достатнім; для дотримання норм слід армувати ці основи на глибину не меншу за 1,5 ширини фундаментів при оптимізації розміщення елементів у плані.

3. Проведені МСЕ 3D моделювання системи «ґрунтоцементна основа – жорсткий стрічковий штамп» доводять, що модель поведінки ґрунту Hardening soil model показує достатньо близькі співпадіння графіків як при моделюванні об'ємними елементами, так і пальовими елементами (відносна

похибка до 21%). Підтверджено й високу достовірність (похибка не перевищує 13%) моделювання МСЕ системи «будівля – стрічковий фундамент – слабка основа, армована ГЦЕ» із застосуванням пружно-пластичної моделі ґрунту з критерієм міцності Мора-Кулона, а тому ця модель доцільна для прогнозування осідань армованих вертикальними ГЦЕ слабких основ стрічкових фундаментів багатопверхових цегляних будівель.

4. Для всіх апробованих варіантів імітація ГЦЕ об'ємними тілами коректніше описує розподіл напружень і осідань у масиві. Після переходу з пружної до пластичної стадії поведінки ґрунту моделювання пальовими елементами завищує фактичну несучу здатність основи. Задання ГЦЕ палями з використанням моделі Кулона-Мора для пружної частини графіку показує мінімальне зростання несучої здатності при збільшенні коефіцієнта армування.

5. Осідання основ, розраховані за коефіцієнтами жорсткості, значно нижчі (близько 40%) порівняно з фактичними деформаціями натурних об'єктів. Тому для їх визначення і моделювання роботи основ фундаментів такого типу необхідне використання інших розрахункових моделей, але метод має область раціонального застосування для інженерних розрахунків конструкцій будівлі.

6. Нормативні аналітичні методи розрахунку осідань надто занижують їх величини для армованих вертикальними ГЦЕ слабких основ стрічкових фундаментів багатопверхових цегляних будівель, бо не враховують нелінійну стадію роботи ґрунту, особливості виготовлення ГЦЕ, їх взаємодію між собою у групі та взаємодію із навколишнім ґрунтом.

7. Результати роботи використано при: проектуванні основ фундаментів багатofункціонального торговельного комплексу в м. Запоріжжя, виробничої споруди дробильно-збагачувальної фабрики ПРАТ «Полтавський ГЗК», багатопверхового житлового будинку в м. Полтава, зерносховища у м. Ніжин; викладанні дисциплін «Технічна експлуатація будівель і споруд міської забудови», «Основи проектування та реконструкції захисних споруд цивільного захисту»; складанні п. 9.4 «Розрахунок осідань гребель» проекту першої редакції ДСТУ «Греблі з ґрунтових матеріалів. Основні положення».

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ЛІТЕРАТУРНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бойко І.П. Напружено-деформований стан пальових фундаментів багатосекційних будинків. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2011. №75. Кн. 2. С. 159–163.
2. Бойко І.П., Носенко В.С. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах. *Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво»*. Полтава : ПолтНТУ, 2012. № 34. С. 54–60.
3. Бондарева Л., Нечипоренко Д. Дослідження впливу способів моделювання паль на розподіл зусиль у пальовому фундаменті. *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. №44. Київ : КНУБА, 2022. С. 44–54.
4. Винников Ю.Л., Марченко В.І. Вплив параметрів армування ґрунтоцементними елементами водонасиченої глинистої основи на її несучу здатність у лотку. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Рівне : НУВГП, 2011. №22. С. 604–611.
5. Винников Ю.Л., Марченко В.І., Мірошніченко І.В. Чисельне моделювання лоткових випробувань системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – основа». *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Збірник наукових праць*. Рівне : НУВГП, 2013. №25. С. 635–642.
6. Винников Ю.Л., Мірошніченко І.В. Результати тривалих геодезичних спостережень за осіданнями будівель на набивних палях у пробитих свердловинах за умов замочених лесових ґрунтів. *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сборник научных трудов*. Дніпропетровськ : ПГАСА, 2011. №61. С. 88–93.
7. Городецкий А.С., Евзеров И.Д. Компьютерные модели конструкций. Киев : ФАКТ, 2007. 392 с.
8. ДБН В.1.1-25-2009. Захист від небезпечних геологічних процесів,

шкідливих експлуатаційних впливів, від пожежі. Інженерний захист територій та споруд від підтоплення та затоплення. [Чинний від 2011-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010. 52 с.

9. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2006. 66 с.

10. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 1. [Чинний від 2007-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінбуд України, 2020. 5 с.

11. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. Зміна № 2. [Чинний від 2020-06-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2020. 10 с.

12. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. Зі зміною №1. Зі зміною №2. [Недіючий]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2012. 166 с.

13. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. [Чинний від 2019-01-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2018. 36 с.

14. Друкований М.Ф. та ін. Армування основ будівель і споруд : монографія. Вінниця : УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2006. 235 с.

15. Друкований М.Ф., Черній Г.И., Шокарев В.С. Армирование грунта при реконструкции зданий и сооружений. *Міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць «Реконструкція будівель та споруд. Досвід та проблеми»*. Київ : НДІБК, 2001. №54. С. 251–259

16. ДСТУ Б В.2.1-2-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Класифікація. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ : Держкомітет у справах містобудування та архітектури, 1997.

17. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ : Держкомітет у справах

містобудування та архітектури, 1997.

18. ДСТУ Б В.2.1-5-96. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи статистичної обробки результатів. [Чинний від 1997-04-01]. Вид. офіц. Київ : Держкомітет у справах містобудування та архітектури, 1997. 25 с.

19. ДСТУ Б В.2.1-7-2000. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польового визначення характеристик міцності і деформативності. [Чинний від 2001-03-01]. Вид. офіц. Київ : Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. 81 с.

20. ДСТУ Б В.2.1-30:2014. (2015). Ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ будинків і споруд. [Чинний від 2015-07-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіон України, 2015.

21. ДСТУ Б В.2.1-17:2009. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей. [Чинний від 2010-10-01]. Вид. офіц. Київ : Мінрегіонбуд України, 2010.

22. ДСТУ-Н Б В.1.1-40:2016. Настанова щодо проектування будівель і споруд на слабких ґрунтах. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 66 с.

23. ДСТУ-Н Б В.1.2-17:2016. Настанова щодо науково-технічного моніторингу будівель та споруд. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 38 с.

24. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану. [Чинний від 2017-04-01]. Вид. офіц. Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. 45 с.

25. Жук В.В., Корнієнко М.В. Взаємодія елементів системи «будівля – фундамент – ґрунтова основа» в умовах нерівномірних деформацій ґрунтів. *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. №32.* Київ : КНУБА, 2011. С. 36–45.

26. Жук В., Корнієнко Б. Роль параметрів фундаментних конструкцій у формуванні напружено-деформованого стану фундаментів будинку. *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. №42.* Київ : КНУБА,

2021. С. 19–29.

27. Зоценко М.Л. Грунтоцементні палі, що виготовляються бурозмішувальним методом. *Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво»*. Полтава : ПолтНТУ, 2013. № 38. С. 110–122.

28. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л. Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту : монографія. Полтава : ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. 346 с.

29. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л. Основи гідрогеології та інженерної геології : навчальний посібник. Полтава : НУ «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка», 2023. 258 с.

30. Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Зоценко В.М. Бурові грунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом : монографія. Харків : Друкарня Мадрид, 2016. 208 с.

31. Зоценко М.Л., Гудімов О.О. Спостереження за деформаціями 4-х секційного багатопверхового житлового будинку. *Збірник Українського державного університету водного господарства*. Рівне, 2008. №16. Ч.1. С.233–237.

32. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. Київ : НИИСК, 1996. 204 с.

33. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики. Запорожье, 2009. 400 с.

34. Крисан В.І. Дослідження напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, армованого грунтоцементними елементами, що виготовлені по струминно-змішувальній методиці: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Полтава, 2010. 23 с.

35. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений. Запорожье : ИПО Запорожье, 2008. 496 с.

36. Маєвська І.В., Блащук Н.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів : монографія. Вінниця : ВНТУ, 2013. 168 с.

37. Марченко В.І. Лоткові дослідження деформованого стану водонасиченої глинистої основи, армованої вертикальними ґрунтоцементними елементами, під жорстким штампом. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2011. №75. С. 568–575.
38. Марченко В.І. Напружено-деформований стан армованих за бурозмішувальною технологією слабких глинистих основ з урахуванням чиннику часу: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Полтава, 2012. 26 с.
39. Марченко В.І. Штампові випробування водонасиченої глинистої основи, армованої вертикальними ґрунтоцементними елементами, у лотку / В.І. Марченко. *Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво»*. Полтава : ПолтНТУ, 2011. № 30. С. 192–200.
40. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / В.Б. Швець та ін. Дніпропетровськ : Пороги, 2014. 232 с.
41. Мірошніченко І.В. Лоткові дослідження деформованого стану водонасиченої глинистої основи набивних паль у пробитих свердловинах. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2011. №75. С. 598–604.
42. Мірошніченко І.В., Винников Ю.Л., Лапін М.І. Моделювання взаємодії набивних паль у пробитих свердловинах у складі стрічкових фундаментів із водонасиченими лесоподібними ґрунтами. *Строительство, материаловедение, машиностроение: Сборник научных трудов*. Дніпропетровськ : ПГАСА, 2010. №56. С. 291–298.
43. Моргун А.С., Меть І.М., Ніцевич А.В. Комп'ютерні технології прогнозу осідання системи «Будівля – фундамент – основа» Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб. наукових праць (будівництво). *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2011. №75. Кн. 2. С. 170–177.
44. Носенко В., Кашоїда О. Числове моделювання напружено-деформованого стану пального фундаменту будинку з використанням різних моделей ґрунтової основи. *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний*

збірник. №38. Київ : КНУБА, 2019. С. 34–43.

45. Перельмутер А.В., Сливкер В.И. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа. Киев : Сталь, 2002. 600 с.

46. Петраш Р.В. Спільна робота ґрунту та елементів армування, які виготовлені за бурозмішувальною технологією: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Полтава, 2009. 23 с.

47. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою: автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02. Київ, 2013. 24 с.

48. Підлуцький В., Беган В. Ідентифікація ґрунтових параметрів при розрахунку висотних будівель на палювих фундаментах. *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. №44*. Київ : КНУБА, 2022. С. 19–26.

49. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий : монография. Харків : «Типография Мадрид», 2017. 204 с.

50. Семко О.В., Петраш Р.В., Зоценко Л.М. Результати впровадження ґрунтоцементних паль як фундаментів будівель і споруд. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2007. №66. С. 89–95.

51. Тимошук В.І., Крисан В.І., Крисан В.В. Дослідження параметрів закріплення нестійких ґрунтів з використанням технології ґрунтоцементного армування. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2008. №82. С. 264–274.

52. Тугаєнко Ю.Ф. та ін.. Природа деформування ґрунтів : монографія. Одеса : Астропринт, 2018. 159 с.

53. Тугаєнко Ю.Ф. Трансформація напружено-деформируемого состояния ґрунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов : монографія. Одеса : Астропринт, 2011. 120 с.

54. Харченко М.О., Винников Ю.Л. Імовірнісне оцінювання напружено-

деформованого стану штучних основ фундаментів. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2011. №75. С. 157–164.

55. Харченко М.О., Винников Ю.Л., Мірошніченко І.В. Просторова задача моделювання напружено-деформованого стану системи «стрічковий ростверк – набивні палі у пробитих свердловинах – основа». *Збірник наукових праць «Галузеве машинобудування, будівництво»*. Полтава : ПолтНТУ, 2012. № 34. С. 245–260.

56. Черній Г.І., Ковальський Р.К. Принципи застосування методу армування ґрунтів в складних ґрунтових умовах. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2001. №55.

57. Шокарев В.С., Степура І.В., Шокарев А.С., Павлов А.В. Укрепление ґрунтов оснований деформированных зданий. *Будівельні конструкції: міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць*. Київ : НДІБК, 2001. №55. С. 193–196.

58. Abou-Jaoude G., Alzoaby H. The effect of the variation of the modulus of subgrade reaction on the design of large shallow foundations. *Proceedings of 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Sydney, 2022). P. 581–584.

59. Alipour R., Khazaei J., Pakbaz M., Ghalandarzadeh A. Settlement control by deep and mass soil mixing in clayey soil. *ICE Proceedings Geotechnical Engineering*. №169. 2016. P. 319–330.

60. Andromalos K.B., Carr J.A. Environmental soil mixing, a 30 year update on means, methods, applications and advances. *Geo-Chicago: Sustainability, Energy, and the Geoenvironment* (Chicago, 14–18 August, 2016).

61. Andromalos K., Ruffing D. Soil mixing in contaminated soil. *Deep Foundations Institute Magazine*. 2014. P. 55–58.

62. Arab M., Abdelmoghni M., Akl S. . Numerical modeling of unfavorable CFA pile drilling conditions. *Geotechnical and Geological Engineering*. №38(6).

63. Armijo Palacio G., Hontoria García E. Jet grouting column diameter in terms

- of the drilling and grouting specific energies. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 2951–2956.
64. Babasaki I., Suzuki K., Saitoh S., Suzuki Y., Tokitoh K. Construction and testing of deep foundation improvement using the deep cement mixing method. *Deep Foundation Improvements: Design, Construction and Testing* (Philadelphia, 1991). P. 224–233.
65. Babasaki R.M., Terashi T.S., Maekaea A., Kawamura M., Fukazawa E. JGS TC report: Factors influencing the strength of improved soil. Grouting and deep mixing. In *Proceedings of IS-Tokyo '96, The 2nd international conference on ground improvement geosystems* (Tokyo, 14–17 May, 1996). 1996. P. 913–918.
66. Balasubramaniam A.S., Huang M., Bolton M., Oh E.Y.N., Bergado D.T., Phienweij N. Interpretation and analysis of test embankments in soft clays with and without ground improvement. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*. №38. 2007. P. 235–254.
67. Batali L., Popa H., Iancu D., Knappe D., Florea G. Numerical modeling and calibration of a mixed pile-raft foundation for an 18-stories building with 3 basements. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 3183–3187.
68. Bhutto A., Zardari S., Ghulam S., Bhurgri, Zardari M., Bhanbhro R., Memon B., Muhammad Munir B. Mohr-Coulomb and hardening soil model comparison of the settlement of an embankment dam. *Engineering, Technology & Applied Science Research*. №9. 2019. P. 4654–4658.
69. Bittar E., Lehane B., Richards D., Blake A., White D., Davidson C., Brown M. Field investigation to evaluate the uplift capacity and installation performance of screw piles in sand. *Proceedings of 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Sydney, 2022). P. 3195–3200.
70. Bouassida M., de Buhan P., Dormieux L. Bearing capacity of a foundation resting on a soil reinforced by a group of columns. *Geotechnique*. №45. 1995. P. 25–34.

71. Braja M.D. Shallow foundations. Bearing capacity and settlements. CRC Press. Taylor & Francis Group. 2017.
72. Briaud J.-L. Geotechnical Engineering: Unsaturated and Saturated Soils. Hoboken: John Wiley & Sons. 2013. 1022 p.
73. Bruce D.A. An introduction to the deep soil mixing methods as used in geotechnical applications. United States : Federal Highway Administration, Office of Infrastructure Research and Development, 2000. 143 p.
74. Bruce D.A., Bruce M.E.C. The practitioner's guide to deep mixing. *In Grouting and ground treatment* (New Orleans, February, 2003). P. 474–488.
75. Bruce D.A., Bruce M.E.C., Di Millio A.F. Deep mixing method: A global perspective. *In Soil Improvement for Big Digs, Proceedings of Sessions of Geo-Congress 98* (Boston, December, 1998). P. 1–26.
76. Cairo R., Conte E. Settlement analysis of pile groups in layered soils. *Canadian Geotechnical Journal*. №43(8). P. 788–801.
77. Castelli F., Maugeri M. Simplified nonlinear analysis for settlement prediction of pile groups. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. №128(1). P. 76–84.
78. Celik F. Modelling of pile load test in different soil models with finite element method and comparison with field test results. *Omer Halisdemir University Journal of Engineering Sciences*. №7, Issue 1. 2018. P. 182-192
79. Chau K.T. General report of TC103 Numerical Methods. *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Paris, 2013).
80. Chen E.J., Ding L.Y., Liu Y., Chua T.S. Uncertainties of construction quality in soil-cement reinforcement at metro TBM work shaft. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 3481–3486.
81. Cheng Y.M., Law C.W., Liu L. Analysis, Design and Construction of Foundations. London : CRC Press. 2021.
82. Chian S.C., Nguyen S.T., Phoon K.K. Strength and stiffness development of

cement mixed clay. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 3129–3133.

83. Chirică A., Olteanu A., Serbulea M., Boți I. Soft soils improvement solution. Design based on the laboratory test results on scale model. *Proceedings of 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Alexandria, 2009). Amsterdam : IOS Press, 2009. P. 405–408.

84. Chu E.H. Theoretical prediction of jet grout column dimensions in stratified soil. *Proceedings of 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Sydney, 2022). P. 2875–2880.

85. Chu J., Bergado D.T., Shin E.C. Embankments on soft ground and ground improvement. *GA 2012 – 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics: Geosynthetics for Sustainable Adaptation to Climate Change*. 2012. P. 3–24.

86. Cocco L., Ruiz M.E. Numerical implementation of hardening soil model. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering IX: Proceedings of the 9th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering* (Porto, June 25-27, 2018).

87. Consoli N.C., Viana da Fonseca A. Rational criteria for the assessment of the target mechanical strength and stiffness of artificially sand-cement mixtures. *Proceedings of International Symposium “Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works”* (Brussels, 2012). №II. P. 297–302.

88. Dehghanbanadaki A., Ahmad K., Ali N. Experimental investigations on ultimate bearing capacity of peat stabilized by a group of soil–cement column: a comparative study. *Acta Geotechnica*. №11. 2016. P. 295–307.

89. Denies N., Huybrechts N., De Cock F., Lameire B., Maertens J., Vervoort A., Guimond-Barrett A. Thoughts on the durability of the soil mix material. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 1403–1408.

90. Denies N., Van Lysebetten G., Huybrechts N., De Cock F., Lameire B., Maertens J., Vervoot A. Design of deep soil mix structures: considerations on the UCS characteristics value. *Proceedings of 18th International Conference on Soil*

Mechanics and Geotechnical Engineering (Paris, 2013). №1. P. 2465–2468.

91. Dhaybi M., Grzyb A., Trunfio R., Pellet F. Foundations reinforced by soil mixing: Physical and numerical approach. *Proceedings of International Symposium “Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works”* (Brussels, 2012). №III. P. 137–145.

92. Egorova A., Rybak J., Stefaniuk D., Zajączkowski P. Basic aspects of deep soil mixing technology control. *IOP Conference Series Materials Science and Engineering*. №245. 2017.

93. EN 1997-1 (English): Eurocode 7: Geotechnical design - Part 1: General rules [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. European Committee for Standardization, Brussels, 2004. 171 p.

94. EN 1997-2 (English): Eurocode 7: Geotechnical design – Part 2: Ground investigation and testing [Authority: The European Union Per Regulation 305/2011, Directive 98/34/EC, Directive 2004/18/EC]. European Committee for Standardization, Brussels, 2007. 199 p.

95. Evans J., Ruffing D., Elton D. Fundamentals of ground improvement Engineering. CRC Press, 2022.

96. Faizi K., A. Rashid A.S., Jahed Armaghani D., Nazir R. Deformation model of deep soil mixing using finite element method. *Jurnal Teknologi (Sciences and Engineering)*. №74. 2015. P. 179–184.

97. Gerressen F., Vohs T. CSM – cutter soil mixing – worldwide experiences of a young soil mixing method in challenging soil conditions. *Proceedings of International Symposium “Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works”* (Brussels, 2012). №III. P. 159–168.

98. Ghiocel D., Bulut Y. A study on seismic SSI analysis for RB complex on piles including the effects of motion incoherency and soil nonlinear behavior in vicinity of piles. *Proceedings of 26th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology* (Berlin, July, 2022).

99. Gomez J.N., Anderson D.M. Soil cement stabilization – mix design, control

and results during construction. *Proceedings of International Symposium "Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works"* (Brussels, 2012). №II. P. 319–325.

100. Gue S., Gue C.S. Geotechnical challenges on soft ground. *Journal of Civil Engineering, Science and Technology*. №13. Malaysia, Sarawak, 2022. P. 84–96.

101. Gwizdala K., Kesik P. Pile group settlement, methods, examples of calculations referred to measurement results carried out in field tests. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 1091–1096.

102. Hashizume H., Okochi Y., Dong J., Horii N., Toyosawa Y., Tamate S. Study on the behaviour of soft ground improved using deep mixing method. *Proceedings of the International Conference Centrifuge*. 1998. P. 751–856.

103. Jendrysik K., Rybak J. Analysis of numerical model parameters for dry-mixed soil-cement composite with high content of organic matter. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. Volume 869. XXIII International Scientific Conference on Advance in Civil Engineering: Construction "The Formation of Living Environment"* (Hanoi, Vietnam, 23-26 September, 2020).

104. Hamada J., Yamashita K., Tanikawa T. Large-scale load tests on bearing capacity of piled raft foundation with grid-form deep mixing walls. *Proceedings of 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Sydney, 2022). P. 3301–3306.

105. Jalili M., Rasouli Ghahroudi O., Tajdini M., Zadeh K., Zaeim N. Experimental investigation of the effective parameters on the strength of soil-cement. *Civil Engineering Infrastructures Journal*. №53. 2020. P. 407–416.

106. Kainrath A., Adam D. Influences on the mechanical behavior of grouted soil. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 2951–2956.

107. Kamruzzaman A.H.M. Long-term behavior of deep soil mixed columns for soft ground improvement lessons learnt from project. *Proceedings of 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Sydney,

2022). P. 3631–3636.

108. Kharaghani S., Bolouri H., Rivard P., Akhtarpour A. A study on the efficiency of the hardening soil model for soft clay. *Proceedings of Conference “GeoEdmonton 2018”* (Alberta, Canada, 2018).

109. Kiatzume M., Ikeda T., Miyajima S., Karastanev D. Bearing capacity of improved ground with column type DMM. *Grouting and deep mixing*. Balkema, Rotterdam, 1996. P. 503–508.

110. Klein P.Y., Mathieu F. A soil remediation solution by deep soil mixing under low headroom conditions. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 2601–2605.

111. Kryvosheiev P., Farenjuk G., Tytarenko V., Boyko I., Kornienko M., Zotsenko M., Vynnykov Yu., Siedin V., Shokarev V., Krysan V. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation. *Proceedings of 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Seoul, 17–22 September, 2017). P. 3007–3010.

112. Larsson S. Mixing processes for ground improvement by deep mixing. Doctoral thesis. Stockholm : Royal Institute of Technology, 2003. 218 p.

113. Leite L., Maia P., Farfán A. Three-dimensional numerical analysis of the generalized group effect in monitored continuous flight auger pile groups. *Soils and Rocks*. №46(2).

114. Lengkeek H.J., Yogatama B.A. Comparison of several non-linear soil models in a ground response analysis for a typical sand and clay profile. *PBD-III Vancouver 2017 – The 3rd International Conference on Performance Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering* (Vancouver, 2017).

115. Leoni M., Vermeer P.A. Numerical modelling of creep in soft soils. *Proceedings of 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Alexandria, 2009). Amsterdam : IOS Press, 2009. P. 578–581.

116. Madhav M., Sakleshpur V.A. Geotechnics of soft ground. *Geotechnics for Natural and Engineered Sustainable Technologies. Chapter 2*. Springer, 2018.

117. Mali S. 3D numerical modeling of large piled-raft foundation on clayey soils

for different loadings and pile-raft configurations. *Studia Geotechnica et Mechanica*. №42(1).

118. Massarsch K.R., Topolnicki M. Regional Report: European Practice of Soil Mixing Technology. *Proceedings of International Conference On Deep Mixing* (Stockholm, 23–25 May, 2005). №1. P. 1–28.

119. Melegari C. Introduction to the jet-grouting methods. *Seminar on jet-grouting* (Singapore, 1997).

120. Minno M., Persio R., Petrella F. Finite element modeling of a piled raft for a tall building on cohesionless soil. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 4019–4024.

121. Mitchell J.K. The properties of cement-stabilized soils. *In Proceedings of residential workshop on materials and methods for low cost road, rail, and reclamation works* (Leura, Australia, 6–10 September, 1976). Unisearch Ltd., University of South Wales, 1976.

122. Moseley M.P., Kirsch K. Ground improvement. Second edition. New York : Taylor and Francis, 2004. 439 p.

123. Muir Wood D. Geotechnical Modelling. First edition. London : CRC Press, 2004. 496 p.

124. Neves M., Pinto A. The use of CSM technology in permanent or temporary retaining structures with a cofferdam effect. *Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development* (Edinburgh, 2015). P. 631–636.

125. Obrzud R. On the use of the Hardening Soil Small Strain model in geotechnical practice. *Proceedings of yearly meeting Soil “Numerics in geotechnics & structures”* (Lausanne, 1 September, 2010). P. 15–32.

126. Olson M.R., Sale T.C., Shackelford C.D., Bozzini C., Skeeane J. Chlorinated solvent source – zone remediation via ZVI – clay soil mixing: 1-year results. *Groundwater Monitoring & Remediation*. №32. 2012. P. 63–74.

127. Omine K., Ochiai H., Bolton M.D. Homogenization method for numerical analysis of improved ground with cement-treated soil columns. *Proceedings of the*

- International Conference on Dry Mix Methods for Deep Soil Stabilization*. 1999. P. 161–168.
128. Onur M.I., Biçakci M., Ozturk Kardogan P., Erdag A., Aghlmand M. Laboratory model design for deep soil mixing method. *Elektronički časopis građevinskog fakulteta Osijek*. №24. P. 59–69.
129. Pham V., Turner B., Huang J., Kelly R. Long-term strength of soil-cement columns in coastal areas. *Soils and Foundations*. №57. 2017. P. 645–654.
130. Plaxis. Connect Edition V22.02. Material Models Manual. 267 p.
131. Plaxis 3D 2016. Reference Manual. 438 p.
132. Pongsivasathit S., Chai J.C., Bergado D.T. Laboratory model test on the behavior of floating soil-cement column improved ground. *14th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 2011.
133. Porbaha A. State of the art in quality assessment of deep mixing technology. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*. №6. 2022. P. 95–120.
134. Porbaha A., Raybaut J.-L., Nicholson P. State of the art in construction aspects of deep mixing technology. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Ground Improvement*. №5. 2001. P. 123–140.
135. Poulos H.G. Tall building foundation design. Boca Raton : CRC Press. 2017. 560 p.
136. Ruffing D., Andromalos K., Payne D., Schindler R. Overview of U.S. industry practice for soil mixing in contaminated soils. *Proceedings of Deep Mixing 2021* (Online Conference, Gdansk, Poland, 1–17 June, 2021).
137. Ruffing D., Sheleheda M.J., Schindler R.M. A case study: Unreinforced soil mixing for excavation support and bearing capacity improvement. *Grouting and deep mixing 2012* (New Orleans, 15–18 February, 2012). P. 410–416.
138. Ruffing D., Swackhamer T., Panucci D. A case study: Soil mixing for soft ground improvement at a landfill. *31st Central Pennsylvania Geotechnical Conference* (Hershey, January, 2017).
139. Sakr M.A., Elsaywaf M.A., Rabah A.K. Performance of improved ground by

- deep mixing technique: state of the art review. *Journal of Multidisciplinary Engineering Science Studies*. №7. 2021. P. 3883–3892.
140. Salahudeen A.B., Ijimdiya T., Eberemu A.O., Osinubi K. Assessment of foundation settlement prediction using analytical and numerical techniques. *Nigerian Research Journal of Engineering and Environmental Sciences*. №4(1). 2019. P. 152–165.
141. Seco e Pinto P.S. Ground improvement – New developments. *Proceedings of the 17th EYGEC* (Zagreb, 20–22 July, 2006). P. 3–36.
142. Shazeebur Rahman S.M. Modelling deep mixing on the passive side of a deep excavation in soft soil. A pilot study to evaluate the effect of lime-cement columns on the passive side of excavation in soft soil : Master’s thesis / Chalmers University of Technology. Gothenburg, Sweden, 2020. 82 p.
143. Soil improvement – history, capabilities and outlook / ed. by J.K. Mitchell. New York : American Society of Civil Engineers, 1978. 182 p.
144. Surarak C., Likitlersuang S., Wanatowski D., Balasubramaniam A., Oh E. Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soils and Foundations* (Tokyo, 2012). №52. P. 682–697.
145. Terashi M. Theme lecture: Deep mixing method – Brief state of the art. *Proceedings of 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Hamburg, Germany, 6–12 September, 1997). №4. P. 2475–2478.
146. Terashi M, Tanaka H. Ground improved by Deep Mixing Method. *Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*. №3. 1981. P. 2475–2478.
147. Tipsunavee T., Arangjelovski G., Jongpradist P. Numerical analysis on effects of soil improvement on pile forces on existing high-rise building. *Buildings*. №13(6).
148. Topolnicki M. General overview and advances in Deep Soil Mixing. *XXIV Geotechnical Conference of Torino Design, Construction and Controls of Soil Improvement Systems* (Torino, 25–26 February, 2016).
149. Topolnicki M. Soil mixing – challenges of applications ranging from ground improvement to structural elements. *Proceedings of the XIII Danube-European*

- Conference on Geotechnical Engineering* (Ljubljana, 2006). S.2. P. 177–182.
150. Topolnicki M., Pandrea P. Design of in-situ soil mixing. *Proceedings of International Symposium “Recent research, advances & execution aspects of ground improvement works”* (Brussels, 2012). №III. P. 309–316.
151. Tracz T, Brasse K., Zdeb T., Bielecka J. Influence of soil-cement composition on its deformability. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*. №583. 2019.
152. Tyagi A., Tyagi P. Failure behaviour of deep cement mixed columns under embankment loading. *Proceedings of 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (Sydney, 2022). P. 3131–3136.
153. Vitali O., Nassim M., Agee J., Khasawneh Y. (2021). 3D FEM modelling of a ground improvement solution. *46th Annual Conference on Deep Foundations (DFI 2021)* (Las Vegas, October, 2021).
154. Vynnykov Yu., Voskobiinyk O., Kharchenko M., Marchenko V. (2017). Probabilistic analysis of deformed mode of engineering constructions’ soil-cement grounds. *Proceedings of the 6th International Scientific Conference “Reliability and Durability of Railway Transport Engineering Structures and Buildings”* (MATEC Web of Conferences), №116. 2017.
155. Waheed M., Asmael N. Study simulation of shallow foundation behavior using different finite element models. *Journal of Advanced Civil Engineering Practice and Research*. №8. 2019.
156. Yao K., Yao Z., Song X., Zhang X., Hu J., Pan X. *Settlement evaluation of soft ground reinforced by deep mixed columns*. *International Journal of Pavement Research and Technology*. №9. 2016. P. 460-465.
157. Yin J.H., Fang Z. Physical modelling of a footing on soft soil ground with deep cement mixed soil columns under vertical loading. *Marine Georesources and Geotechnology*. №28. 2010. P. 173-188.
158. Zienkiewicz O.C. The finite element method. Fifth edition. V.2. Solid Mechanics. Butterworth-Heinmann, 2000. 459 p.
159. Zotsenko M., Vynnykov Yu., Shokarev Y., Shokarev A. Reinforcement of the

- foundation base of the building with horizontal elements of increased rigidity. *Academic Journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*. №2(51). 2018. P. 156–160.
160. Zotsenko M.L., Vynnykov Yu.L., Bondar V.O., Novokhatniy V.G. Monitoring of the soil-cement piles buildings settlements. *Academic Journal. Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1(50), 159-166. №1(50). 2018. P. 159–166.
161. Zotsenko N., Lapin N., Petrash R. Comparative effectiveness of bed reinforcement based on plate tests and mathematical modeling. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. №45. 2008. P. 138–143.
162. Zotsenko N., Vynnykov Y. Designing the compacted subsoil's using mathematical simulation method. *Proceedings of the XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering* (Ljubljana, 2006). №2. P. 385–390.
163. Zotsenko N.L., Vinnikov Y.L. Long-term settlement of buildings erected on driven cast-in-situ piles in loess soil. *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. №53. 2016. P. 189–195.

ДОДАТОК А
ІНЖЕНЕРНО-ГЕОЛОГІЧНІ РОЗРІЗИ ДОСЛІДНОЇ ДІЛЯНКИ

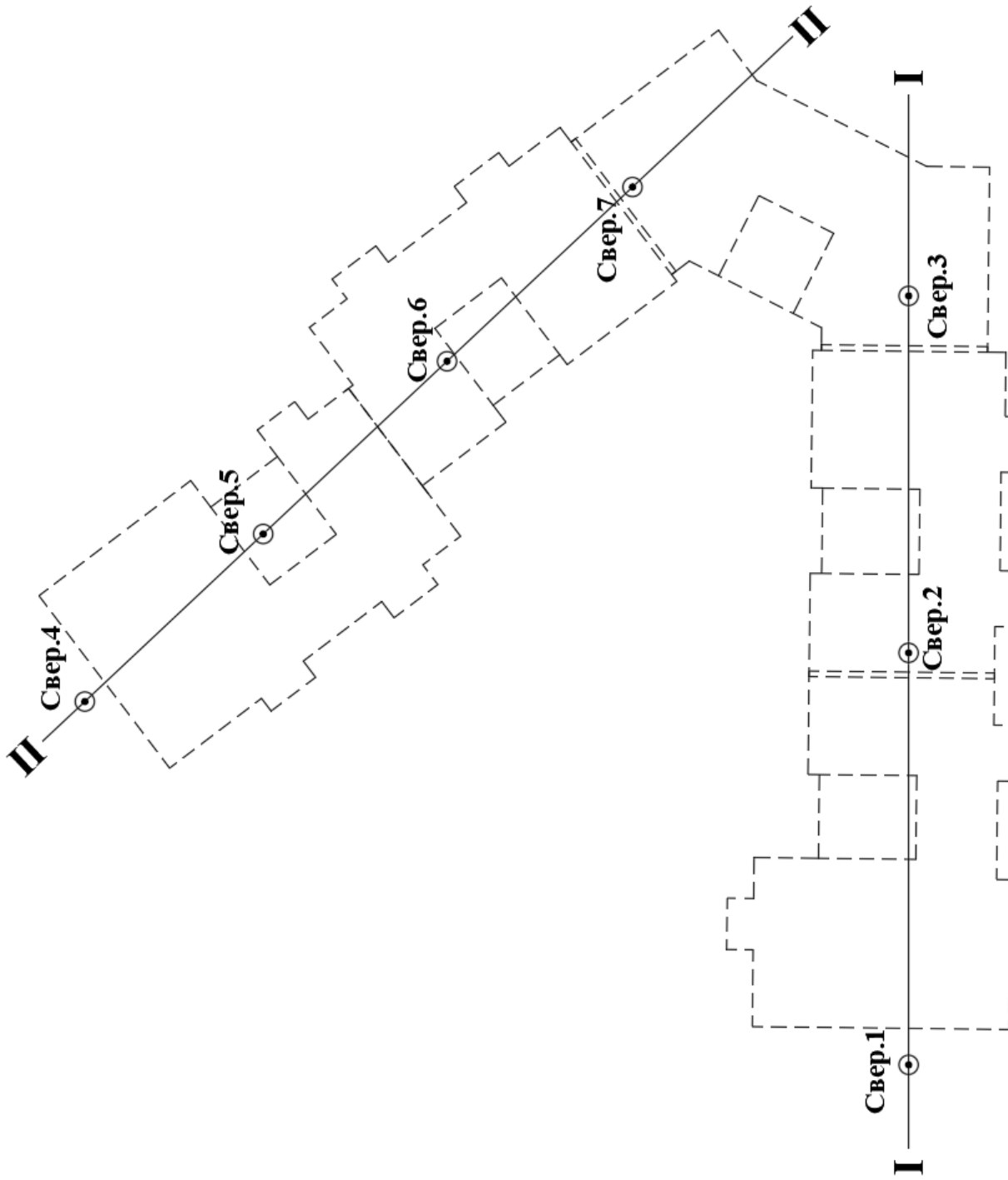


Рис. А.1.1. Схема розміщення розвідувальних свердловин на ділянці будівництва

УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

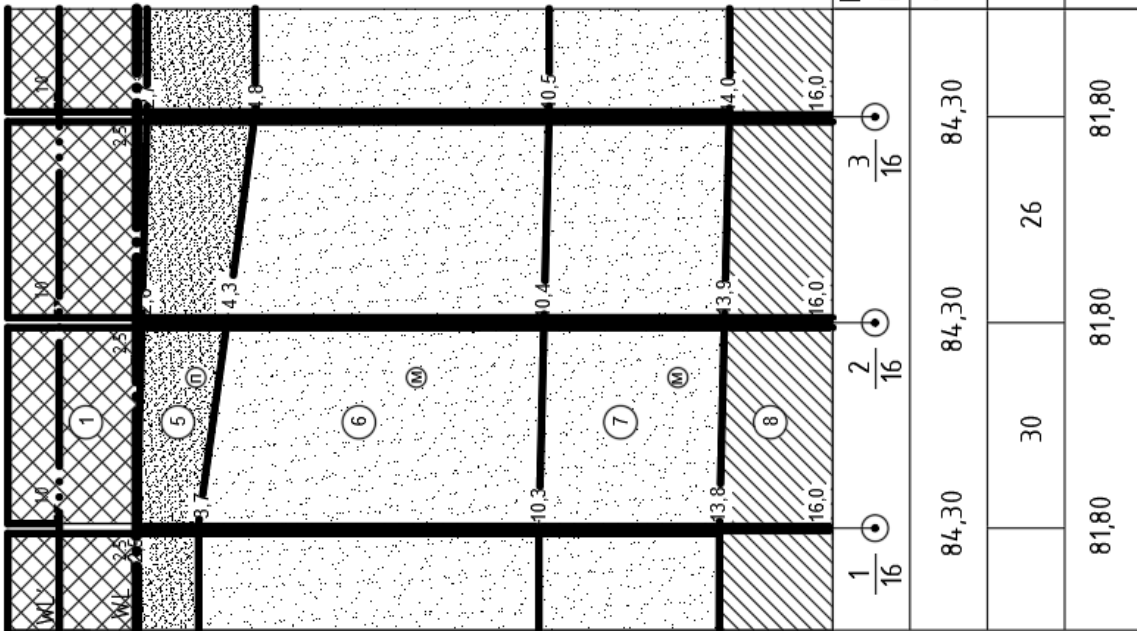
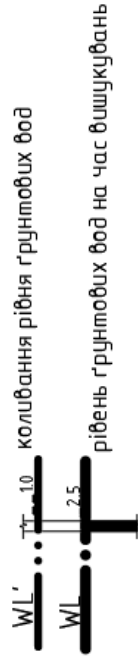
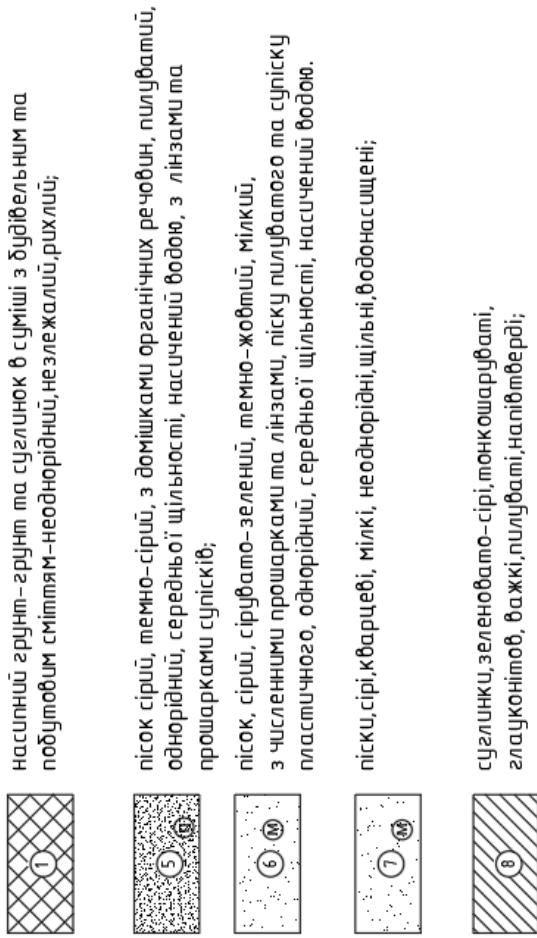



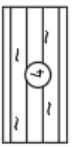
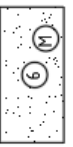




Рис. А.2. Інженерно-геологічний розріз І-І

Інженерно-геологічний розріз П - П

Умовні позначення

-  1. Насипний ґрунт, у т. ч. суглинок важкої пилуватий, текучий, з домішками органічних речовин, будівельне сміття, злежалій та ґрунтово-рослинний шар;
-  2. глина брунатна, сіро-брунатна, легка пилувата, тугопластична, у замякломому стані тугопластична, з домішками органічних речовин;
-  3. глина темно-брунатна, важка, текуча, сильнотатрфована;
-  4. глина сіро-брунатна, сіра, легка пилувата, м'якопластична, з домішками органічних речовин;
-  6. пісок, сірий, сірувато-зелений, темно-жовтий, мілкий, з численними прошарками та лізсами, піску пилуватого та супіску пластичного, однорідний, середньої щільності, насичений водою.
-  7. піски, сірі, кварцеві, мілкі, неоднорідні, щільні, водонасичені;
-  8. суглинки, зеленувато-сірі, тонкошаруваті, глауконітові, важкі, пилуваті, напівтверді;

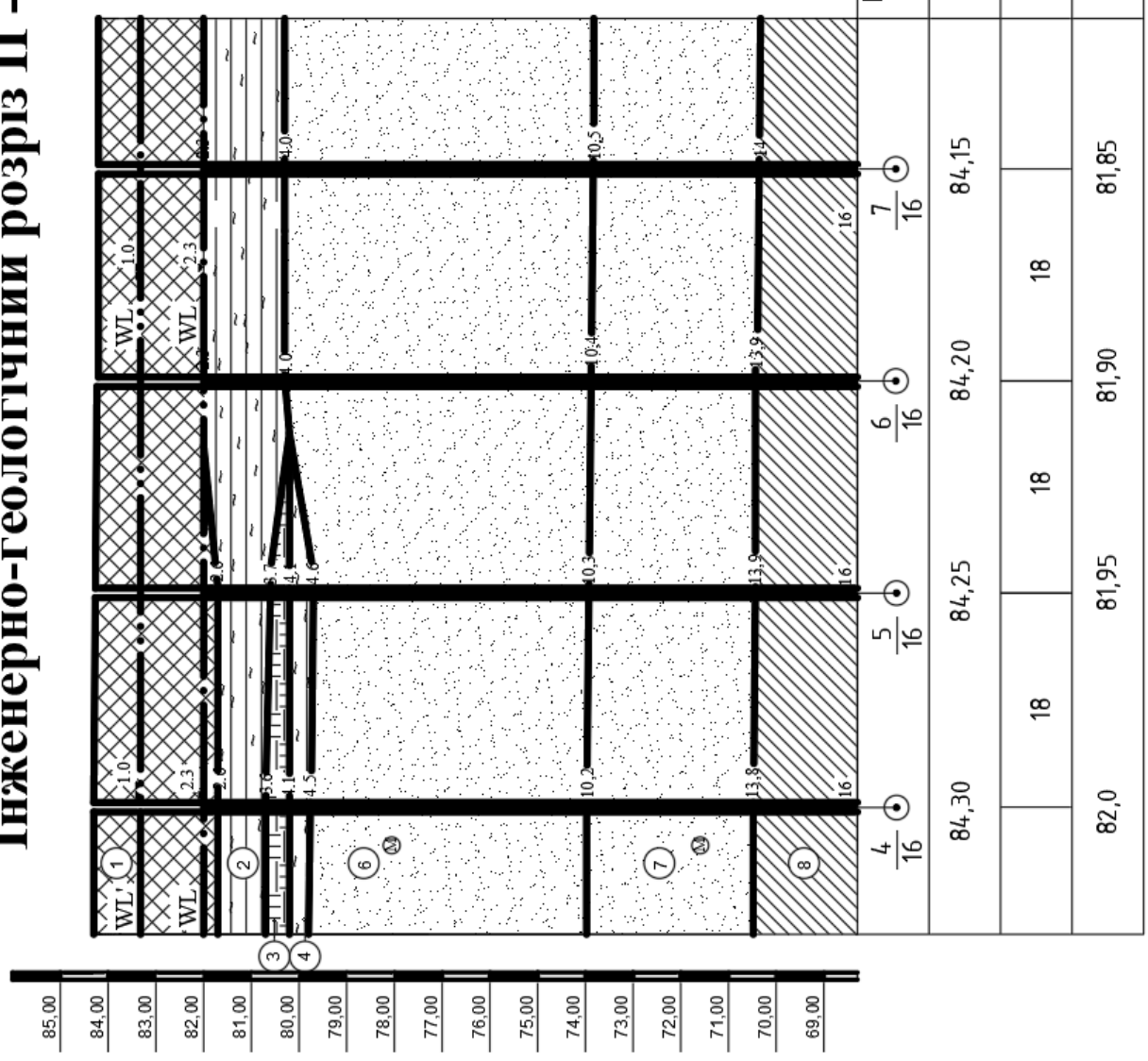


Рис. А.3. Інженерно-геологічний розріз П-П

ДОДАТОК Б
ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ ОСНОВНИХ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ

**МІНІСТЕРСТВО
ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»**

Першотравневий проспект, 24, м. Полтава, Україна, 36011
Тел./факс +38 (0532) 56-98-94;
+38 (0532) 60-87-30 (приймальня)
сайт: www.nupp.edu.ua
e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua
код згідно з ЄДРПОУ 02071100



**MINISTRY OF
EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
NATIONAL UNIVERSITY
«YURI KONDRATYUK
POLTAVA POLYTECHNIC»**

Pershotravneva Avenue 24, Poltava, 36011, Ukraine
Tel./fax +38 (0532) 56-98-94;
+38 (0532) 60-87-30 (reception)
web: www.nupp.edu.ua
e-mail: rector@nupp.edu.ua; kanc@nupp.edu.ua
USREOU code 02071100



від 05.09 2023р. №29-9/1989

на № _____ від _____ 20__ р.

Довідка про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля» (спеціальність 05.23.02 – основи і фундаменти)
Раздвья Романа Вячеславовича

Основні результати дисертаційної роботи аспіранта Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Раздвья Романа Вячеславовича «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля»» впроваджено при розробці держбюджетних науково-дослідницьких тем «Енергоефективні конструктивні рішення елементів будівель» (номер державної реєстрації 0121U109497, термін виконання 2021 – 2022 рр.) та «Ресурсоекономні конструкції та планувальні рішення сталезалізобетонних систем для споруд цивільного захисту в нових та реконструйованих будівлях» (номер державної реєстрації 0123U102068, термін виконання 2023 – 2024 рр.). Зокрема, використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

- дослідно визначений вплив на напружено-деформований стан армованих за бурозмішувальною технологією основ стрічкових фундаментів від відсотка їх армування, характеристик ґрунту, режиму завантаження основи;
- визначену удосконалену методику оцінювання напружено-деформованого стану системи «грунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» із використанням моделі ізотропного ущільнення ґрунту за способами задання ГЦЕ пальовими та об'ємними елементами;
- удосконалену методику 3D моделювання МСЕ напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ґрунтоцементними елементами – стрічковий фундамент – будівля» за ідеально пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення ґрунту.

Проректор з наукової та міжнародної роботи
Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії, керівник держбюджетної дослідницької роботи, д.т.н., професор

Олена СТЕПОВА

Олександр СЕМКО

Затверджую:



Проректор із науково-педагогічної та навчальної роботи Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»


А.М. Мартиненко
09 2023 р.

АКТ

про впровадження результатів дисертаційної роботи Раздую Романа Вячеславовича «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля» у навчальний процес

Члени комісії у складі директора Департаменту організації навчального процесу, акредитації та ліцензування, к.е.н., доц. Максименка О.С., директора навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою, д.арх., проф. Вадімова В.М., завідувача кафедри будівництва та цивільної інженерії, д.т.н., проф. Семка О.В. склали цей акт про те, що у Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» при викладанні окремих пунктів навчальних дисциплін «Технічна експлуатація будівель і споруд міської забудови» для підготовки магістрів (другий освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Міське будівництво» та «Основи проектування та реконструкції захисних споруд цивільного захисту» для підготовки магістрів (другий освітньо-науковий рівень вищої освіти) зі спеціальності 192 – Будівництво та цивільна інженерія, освітня програма «Промислове і цивільне будівництво» впроваджено такі результати, отримані аспірантом Р.В. Раздуем:

– отримано нові дослідні дані розвитку в часі осідань армованих грунтоцементними елементами (ГЦЕ) слабких основ стрічкових фундаментів житлових багатоповерхових будівель;

– удосконалено методику 3D моделювання методом скінченних елементів напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими грунтами й армована вертикальними ГЦЕ – стрічковий фундамент – будівля» за пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту HSM, а також при імітації ГЦЕ об'ємними тілами та пальовими елементами й оцінено її достовірність порівнянням з величинами осідань натурних об'єктів.

Директор Департаменту організації навчального процесу, акредитації та ліцензування, к.е.н, доцент



Олег МАКСИМЕНКО

Директор навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою, д.арх, професор



Вадім ВАДІМОВ

Завідувач кафедри будівництва та цивільної інженерії, д.т.н., професор



Олександр СЕМКО

ТОВ «ПІ ПОЛТАВАРХПРОЕКТ»

36003, м. Полтава, вул. В. Чорновола, 2Б, тел. +380532562517; тел./факс +380532502977
р/р UA 643314890000026002142236001 в АТ "Полтава – Банк", МФО 331489, код 40382440

№ 10 від 05.09.2023 р.

Довідка

про впровадження результатів дисертації на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук
Напружено-деформований стан системи
«грунтоцементна основа – фундамент – будівля»
(спеціальність 05.23.02 – основи і фундаменти)
аспіранта Національного університету
«Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка»
Раздуя Романа Вячеславовича

Цим підтверджується, що основні результати дисертаційної роботи Раздуя Романа Вячеславовича «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля»» використовувалися у 2020 – 2023 рр. нашою організацією, зокрема, при проектуванні основ фундаментів багатофункціонального торговельного комплексу в м. Запоріжжя за адресою Оріхівське шосе, 9.

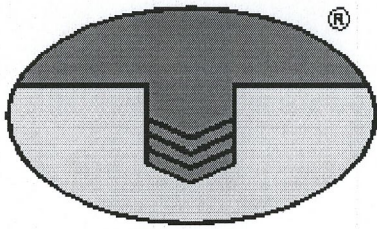
При цьому використано отримані Р.В. Раздуем:

- дослідно визначений вплив на НДС армованих за бурозмішувальною технологією основ стрічкових фундаментів від відсотка їх армування, характеристик ґрунту, режиму завантаження основи;
- визначену оптимальну методику оцінювання НДС системи «грунтоцементна основа – стрічковий фундамент – будівля» із використанням моделі ізотропного ущільнення ґрунту.

Директор ТОВ «ПІ Полтавархпроект»



М. В. Карюк



Товариство з обмеженою відповідальністю

«ФУНДАМЕНТ БУД-3»

Ліцензія на будівельну діяльність від 18 квітня 2016р. №15-Л

вул. О. Пчілки, 256, м. Полтава, 36002

тел./факс (0532) 69-70-37, e-mail: fb3-05@ukr.net

ЄДРПО: 33714725

р/р № UA593314890000000000260014762 в ПАТ «Полтава-банк» м. Полтава

МФО 331489

№ ~~164~~ від 12 вересня 2023р.

м. Полтава

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук

«Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля»
(спеціальність 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія))
РАЗДУЯ Романа Вячеславовича

Цим підтверджується, що основні результати дисертаційної роботи аспіранта Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Раздуя Романа Вячеславовича «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля» (спеціальність 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія)) використані у 2021 році нашою організацією при складанні «Робочого проекту: Нове будівництво зерносховища ТОВ «Баришівська зернова компанія за адресою: 16600, Чернігівська область, м. Ніжин, вул. Прилуцька, 89-Е (друга черга)».

Зокрема, було використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

- отримано нові дослідні дані розвитку в часі осідань армованих грунтоцементними елементами (ГЦЕ) слабких основ фундаментів житлових багатоповерхових будівель;
- удосконалено методику 3D моделювання методом скінченних елементів напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ГЦЕ – фундамент – будівля» за пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту HSM, а також при імітації ГЦЕ об'ємними тілами та пальбовими елементами й оцінено її достовірність порівнянням з величинами осідань натурних об'єктів.

Директор ТОВ «ФУНДАМЕНТ БУД-3»

Василь ЗОЦЕНКО





ТОВ «НТП «АЛЬМАГРУП», ЄДРПОУ 41479493

р/р 653052990000026002041201171

в АТ КБ «ПРИВАТБАНК», МФО 305299

вул. Першотравнева, буд. 2В, офіс 1-49, м. Кременчук

вул. Монастирська, 5а, офіс 4-ий поверх, м. Полтава

тел. +38 (066) 121-83-60

Email: kharchenkomo@ukr.net

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертації на здобуття
наукового ступеня кандидата технічних наук

«Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля»
(спеціальність 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія))
РАЗДУЯ Романа Вячеславовича

Цим підтверджується, що основні результати дисертаційної роботи аспіранта Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Раздую Романа Вячеславовича «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля» (спеціальність 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія)) використано у 2020 – 2023 рр. нашою організацією при розробленні проєктів: «Нове будівництво відділення подріблення основної виробничої ділянки – 2-ої дробильно-збагачувальної фабрики ПРАТ «ПОЛТАВСЬКИЙ ГЗК» та «Нове будівництво багатопверхового житлового будинку з вбудованими приміщеннями громадського призначення із підземним паркінгом по вул. Пушкіна 58 – 60, у м.Полтава».

При цьому, зокрема, використано наступні основні результати дисертаційної роботи:

– отримано нові дослідні залежності першого та другого критичного тисків від відсотка армування основи ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ) для стрічкових фундаментів;

– удосконалено методику 3D моделювання методом скінченних елементів напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ГЦЕ – стрічковий фундамент – будівля» за пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту HSM, а також при імітації ГЦЕ об'ємними тілами та пальовими елементами й оцінено її достовірність порівнянням з величинами осідань натурних об'єктів.

Директор



Провідний інженер, к. т. н.

О.Є. Петренко

В.І. Марченко

МІНІСТЕРСТВО РОЗВИТКУ ГРОМАД, ТЕРИТОРІЙ
ТА ІНФРАСТРУКТУРИ УКРАЇНИ
(МІНІНФРАСТРУКТУРИ)



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО
„ДЕРЖАВНИЙ НАУКОВО-ДОСЛІДНИЙ ІНСТИТУТ
БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ”
(ДП НДІБК)



юридична адреса: вул. І. Клименка, 5/2, м. Київ-37, 03680, поштова адреса: вул. Преображенська, 5/2,
м. Київ-37, 03037; тел. (044) 249-38-00, (050) 415-36-22
www.niisk.com; e-mail: ndibk@ndibk.gov.ua; niisk-office@ndibk.gov.ua; код ЄДРПОУ 02495431

21.09.2023 № 111-1191

На № _____ від _____

Затверджую

Заст. директора інституту
з наукової роботи, канд. техн. наук, с.н.с

Юрій СЛЮСАРЕНКО

« _____ » 2023 р

Довідка про впровадження результатів дисертації на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля» (спеціальність 05.23.02 «Основи і фундаменти» (192 – Будівництво та цивільна інженерія)) РАЗДУЯ Романа Вячеславовича

Цим підтверджується, що результати дисертації «Напружено-деформований стан системи «грунтоцементна основа – фундамент – будівля» аспіранта Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка» Романа Вячеславовича Раздую враховано Державним підприємством «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» при складанні п. 9.4 «Розрахунок осідань гребель», зокрема пп. 9.4.1, проекту, перша редакція, ДСТУ «Греблі з ґрунтових матеріалів. основні положення».

Зокрема, враховано наступні результати дисертації:

- отримано нові дослідні залежності першого та другого критичного тисків від відсотка армування основи ґрунтоцементними елементами (ГЦЕ) для стрічкових фундаментів;
- удосконалено методика 3D моделювання методом скінченних елементів напружено-деформованого стану системи «основа, складена слабкими ґрунтами й армована вертикальними ГЦЕ – стрічковий фундамент – будівля» за пружно-пластичною моделлю ґрунту Мора-Кулона та моделлю ізотропного ущільнення (зміцнення) ґрунту HSM, а також при імітації ГЦЕ об'ємними тілами та пальовими елементами й оцінено її достовірність порівнянням з величинами осідань натурних об'єктів.

Завідувач лабораторії досліджень
будівель і споруд на слабких ґрунтах,
с.н.с., к.т.н.

Володимир ТИТАРЕНКО

Володимир Титаренко
0679199507, 0504046736