

Ю.Л. ВИННИКОВ
М.О. ХАРЧЕНКО
Р.М. ЛОПАН
С.М. МАНЖАЛІЙ

ГЕОТЕХНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ШТУЧНИХ ОСНОВ ДЛЯ ОБ'ЄКТІВ ГІРНИЧО-ЗБАГАЧУВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ



**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ПОЛТАВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА**

**Ю.Л. ВИННИКОВ, М.О. ХАРЧЕНКО,
Р.М. ЛОПАН, С.М. МАНЖАЛІЙ**

**ГЕОТЕХНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ШТУЧНИХ ОСНОВ ДЛЯ
ОБ'ЄКТІВ ГІРНИЧО-ЗБАГАЧУВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ**

МОНОГРАФІЯ

**THE MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE
POLTAVA NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY
NAMED AFTER YURI KONDRATYUK**

**Yu.L. VYNNYKOV, M.O. KHARCHENKO,
R.M. LOPAN, S.M. MANZHALIY**

**GEOTECHNICAL PROPERTIES OF FOUNDATIONS
FOR MINING COMPLEX**

MONOGRAPH

Полтава

2017

УДК 622.271.32:624.138.22:624.15.04

В 92

Рецензенти:

Тугаєнко Ю.Ф., докт. техн. наук, професор, Одеська державна академія будівництва та архітектури;

Калюх Ю.І., докт. техн. наук, професор, Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій»;

Сєдін В.Л., Заслужений діяч науки і техніки України, докт. техн. наук, професор, Придніпровська державна академія будівництва та архітектури.

*Рекомендовано до опублікування вченою радою
Полтавського національного технічного
університету імені Юрія Кондратюка
(протокол №14 від 7.06.2017 р.).*

В 92 Геотехнічні властивості штучних основ для об'єктів гірничо-збагачувального комплексу: Монографія / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2017. – 266 с., Іл.: 117, табл.: 38; бібліогр. 303 назви; дод. 1.

ISBN 978-966-616-174-4

У монографії проаналізовано сучасні проблеми створення штучних основ з ущільненням ґрунту та будівництва на них. Викладено результати геотехнічного моніторингу влаштування штучних основ, методику та результати польових і лабораторних досліджень геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів. Методами статистичного аналізу оцінено неоднорідність ущільнених ґрунтових масивів. Встановлено взаємозв'язок між фізичними та механічними характеристиками ущільнених розкривних ґрунтів з урахуванням параметрів їх укочування. Значну увагу приділено моделюванню методом скінченних елементів процесів ущільнення розкривних пісків укочуванням і роботі фундаментів на подушках, у т.ч. із використанням імовірнісних методів і встановлених параметрів неоднорідності ґрунтових основ.

Для наукових та інженерно-технічних працівників, аспірантів, магістрів і студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів.

Geotechnical properties of foundations for mining complex: Monograph / Yu.L. Vynnykov, M.O. Kharchenko, R.M. Lopan, S.M. Manzhaliiy. – Poltava: PolNTU named after Yuri Kondratyuk, 2017. – 266 p., Fig.: 117, tabl.: 38; bibliogr. 303 titles; appendix 1.

The monograph analyzes the current problems of the construction of man-made grounds using soil compaction and building on them. The results of geotechnical monitoring of the construction of man-made grounds, methods, and results of field and laboratory studies of geotechnical properties of compacted soils presented. The heterogeneity of compacted soil massif evaluated using methods of statistical analysis. The interrelation between the physical and mechanical properties of compacted overburden soils with rolling parameters determined. Special attention paid to modeling the overburden sands compaction process using finite element method, including using probabilistic methods and soil heterogeneity parameters.

It's intended for scientific and engineering workers, postgraduate students, masters, and students of building specialties of higher educational institutions.

УДК 622.271.32:624.138.22:624.15.04

© Ю.Л. Винников, 2017

© М.О. Харченко, 2017

© Р.М. Лопан, 2017

© С.М. Манжалій, 2017

ISBN 978-966-616-174-4

ЗМІСТ

ВСТУП	9
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ПРОБЛЕМ СТВОРЕННЯ ШТУЧНИХ ОСНОВ З УЩІЛЬНЕННЯМ ҐРУНТУ ТА БУДІВНИЦТВА НА НИХ	11
1.1. Світовий досвід зведення штучних основ і будівництва на них	11
1.2. Досвід і проблеми використання відходів гірничо-збагачувального виробництва в якості матеріалу штучних основ	16
1.3. Методи зведення штучних основ поверхневим ущільненням	17
1.3.1. Класифікації методів створення штучних основ ущільненням ґрунту	18
1.3.2. Штучні основи, утворені укочуванням і поверхневою вібрацією	19
1.3.3. Штучні основи, створені поверхневим ущільненням трамбівками	22
1.4. Особливості визначення геотехнічних властивостей ґрунтів для проектування штучних основ	23
1.4.1. Загальні поняття про ущільнення ґрунтів	23
1.4.2. Ущільнення ґрунтових сумішей і відходів промисловості	26
1.4.3. Загальні поняття про проектування штучних основ	29
1.4.4. Лабораторні методи прогнозування ущільнення ґрунтів	30
1.4.5. Недоліки польового контролю якості ущільнення ґрунтів	31
1.4.6. Проблеми нормативної бази проектування та улаштування штучних основ	32
1.5. Питання встановлення взаємозв'язку фізичних і механічних характеристик ґрунтів при проектуванні штучних основ	35
1.6. Моделювання поверхневого ущільнення ґрунтових масивів	39
1.7. Сучасні концепції підвищення якості геоінформаційних технологій щодо проектування штучних основ	46
1.8. Параметри неоднорідності і математичні моделі штучних ґрунтових основ	48
1.8.1. Параметри неоднорідності штучних ґрунтових основ	48
1.8.2. Математичні моделі штучних ґрунтових основ	53
1.9. Висновки. Мета і задачі дослідження	55
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ ГЕОТЕХНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ШТУЧНИХ ОСНОВ ІЗ РОЗКРИВНИХ МАЛОЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ	58
2.1. Визначення оптимальних параметрів укочування розкривних малозв'язних ґрунтів у лабораторних і польових умовах	58
2.1.1. Підбір оптимальних параметрів ущільнення розкривних малозв'язних ґрунтів у лабораторних умовах	58
2.1.2. Підбір оптимальних параметрів ущільнення розкривних малозв'язних ґрунтів у польових умовах	62
2.2. Методика визначення геотехнічних властивостей ущільнених розкривних малозв'язних ґрунтів у складі штучної основи	67

2.2.1. Польові дослідження ущільнених малозв'язних ґрунтів	67
2.2.2. Лабораторні дослідження фізико-механічних характеристик ущільнених малозв'язних ґрунтів	69
2.2.3. Обробка даних результатів досліджень фізико-механічних властивостей ущільнених розкритих пісків	70
2.2.4. Методика планування експериментальних досліджень	72
2.2.5. Статистичний аналіз випадкових величин геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів штучної основи	78
2.3. Висновки за розділом 2	86

РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕОДНОРІДНОСТІ ҐРУНТІВ ШТУЧНИХ ОСНОВ

3.1. Результати досліджень впливу технологічних факторів на характеристики ущільнених ґрунтів	88
3.2. Результати лабораторних і польових досліджень геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів та їх сумішей	95
3.2.1. Результати досліджень впливу вібраційного режиму котків на характеристики ущільнених ґрунтів	95
3.2.2. Результати досліджень змінності товщини шарів подушки ...	96
3.2.3. Результати багатофакторного дисперсійного аналізу впливу змінності технологічних параметрів на ущільнення ґрунту	97
3.2.4. Результати досліджень ущільнення ґрунту штучної основи з плином часу	100
3.3. Результати статистичних досліджень неоднорідності геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів та їх сумішей	102
3.3.1. Розподіл випадкових величин фізичних характеристик ґрунту штучної основи	102
3.3.2. Розподіл випадкових величин характеристик деформативності ґрунту штучної основи	108
3.3.3. Розподіл випадкових величин характеристик міцності ґрунту штучної основи	112
3.4. Результати досліджень анізотропії механічних характеристик ґрунту штучних основ	114
3.5. Висновки за розділом 3	115

РОЗДІЛ 4. ВЗАЄМОЗВ'ЯЗОК МІЖ ФІЗИЧНИМИ ТА МЕХАНІЧНИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ УЩІЛЬНЕНИХ РОЗКРИВНИХ ҐРУНТІВ З УРАХУВАННЯМ ПАРАМЕТРІВ ЇХ УКОЧУВАННЯ

4.1. Умови побудови графіків і визначення рівнянь взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ущільнених ґрунтів	117
4.2. Вплив гранулометричного складу ущільнених розкритих пісків у складі штучної основи на взаємозв'язок їх фізичних і деформаційних характеристик	118
4.2.1. Взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільненого піску мілкового, однорідного	118
4.2.2. Взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільненого піску мілкового, однорідного з домішками супіску пилуватого	128

4.2.3. Взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільненого піску середньої крупності, однорідного	132
4.2.4. Зв'язок компресійного тиску та коефіцієнта A_E для ущільнених розкривних пісків	133
4.3. Вплив режимів роботи котків на взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільнених розкривних пісків	140
4.4. Вплив гранулометричного складу ущільнених розкривних пісків на взаємозв'язок їх фізичних властивостей і характеристик міцності	142
4.5. Вплив режимів роботи котків на взаємозв'язок фізичних властивостей і характеристик міцності ущільнених розкривних пісків	155
4.6. Висновки за розділом 4	157

РОЗДІЛ 5. МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ УЩІЛЬНЕННЯ МАЛОЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ УКОЧУВАННЯМ	159
5.1. Пружно-пластична модель ущільнення малозв'язного ґрунту	159
5.2. Основні положення програмного комплексу для моделювання процесів ущільнення ґрунту	163
5.3. Граничні умови задачі ущільнення розкривних пісків	166
5.4. Результати моделювання деформованого стану та наведених фізико-механічних характеристик розкривних пісків при їх укочуванні	168
5.5. Висновки за розділом 5	173

РОЗДІЛ 6. ІМОВІРНІСНИЙ РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ НА ШТУЧНИХ ОСНОВАХ З УРАХУВАННЯМ ПАРАМЕТРІВ ЇХ НЕОДНОРІДНОСТІ	175
6.1. Обґрунтування застосування положень теорії ймовірного розрахунку для оцінювання напружено-деформованого стану штучних основ фундаментів	175
6.1.1. Передумови ймовірного розрахунку штучних основ	175
6.1.2. Оцінювання розрахункового опору ґрунту штучних основ як функції випадкових аргументів	178
6.1.3. Визначення ймовірності меж застосування моделі основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору	183
6.1.4. Представлення граничного опору ґрунту штучних основ як функції випадкових аргументів	184
6.2. Імовірнісний розрахунок штучних основ за деформаціями	187
6.2.1. Дослідження осідання фундаменту на ґрунтовій подушці в лінійній стадії як функції випадкових аргументів	187
6.2.2. Дослідження осідання фундаменту на ґрунтовій подушці в нелінійній стадії деформування як функції випадкових аргументів ..	193
6.2.3. Дослідження осідання фундаменту на ґрунтовій подушці в лінійній і нелінійній стадіях як функції випадкових аргументів	194
6.2.4. Результати досліджень ймовірності появи відмов фундаменту на ґрунтовій подушці	198
6.3. Імовірнісний розрахунок напружено-деформованого стану штучних основ методом математичного моделювання	203
6.3.1. Теоретичні передумови оцінювання напружено-деформованого стану основи методом скінченних елементів	203

6.3.2. Методика імовірнісного розрахунку напружено-деформованого стану штучних основ методом скінченних елементів	206
6.3.3. Результати моделювання напружено-деформованого стану ґрунтових штучних основ методом скінченних елементів в імовірнісній постановці	207
6.4. Висновки за розділом 6	213
РОЗДІЛ 7. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ПРАКТИКУ ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗВЕДЕННЯ ШТУЧНИХ ОСНОВ	214
7.1. Методика прогнозування механічних характеристик ущільнених укочуванням розкривних пісків подушок і порівняння її результатів з довідниковими даними будівельних норм	214
7.2. Пропозиції із розроблення просторових моделей піщаних подушок.....	219
7.3. Проект рекомендацій з геотехнічного супроводження улаштування піщаних подушок із розкривних малозв'язних порід.....	226
7.4. Впровадження підсумків роботи в практику проектування та геотехнічного супроводження зведення подушок із розкривних пісків.....	227
7.5. Висновки до розділу 7.....	227
ЛІТЕРАТУРА	229
ДОДАТОК А. РЕЗУЛЬТАТИ ВИЗНАЧЕННЯ ХАРАКТЕРИСТИК УЩІЛЬНЕНИХ ҐРУНТІВ З УРАХУВАННЯМ ПАРАМЕТРІВ ЇХ УКОЧУВАННЯ	243

CONTENTS

INTRODUCTION	9
CHAPTER 1. ANALYSIS OF MODERN CHALLENGES OF MAN-MADE SOIL MASSIF CREATING USING SOIL COMPACTION TECHNOLOGY	11
1.1. World experience of the construction of man-made grounds and building on them	11
1.2. Experience and problems of waste management mining production as a material of man-made grounds	16
1.3. Methods for the construction of man-made grounds using surface compaction	17
1.4. Features of the determine geotechnical properties of soil for the design man-made grounds	23
1.5. Interrelation of soil physical and mechanical properties for the design man-made grounds	35
1.6. Simulation of surface soil compaction	39
1.7. The modern concept of improving the quality of GIS technology for designing of man-made grounds	46
1.8. Options heterogeneity and mathematical models of man-made grounds.	48
1.9. Conclusions for chapter 1. Objective and research problems	55
CHAPTER 2. RESEARCH METHODOLOGY OF GEOTECHNICAL PROPERTIES OF MAN-MADE GROUNDS FROM OVERBURDEN	58
2.1. Determining the optimal parameters of overburden soil rolling using laboratory and field testing	58
2.2. Method of determining the geotechnical properties of compacted overburden soil	67
2.3. Conclusions for chapter 2	86
CHAPTER 3. RESEARCH RESULTS OF MAN-MADE GROUNDS HETEROGENEITY	88
3.1. The results of technological factors influence on compacted soil properties	88
3.2. The results of laboratory and field studies of compacted soils and mixtures geotechnical properties	95
3.3. The results of statistical studies of heterogeneity compacted soils and mixtures geotechnical properties	102
3.4. The results of mechanical anisotropy of man-made grounds	114
3.5. Conclusions for chapter 3	115
CHAPTER 4. INTERRELATION OF PHYSICAL AND MECHANICAL PROPERTIES OF COMPACTED OVERBURDEN SOIL WITH ROLLING PARAMETERS	117
4.1. Conditions of graphing equations and determining the relationship between the physical and mechanical properties of compacted soils	117
4.2. Grain size effect to the relationship of physical and deformation	

characteristics of compacted overburden sands	118
4.3. Rollers modes effect to the relationship of physical and deformation characteristics of compacted overburden sands	140
4.4. Grain size effect to the relationship of physical and strength characteristics of compacted overburden sands	142
4.5. Rollers modes effect on the relationship of physical and strength characteristics of compacted overburden sands	155
4.6. Conclusions for chapter 3	157
CHAPTER 5. FEM MODELLING OF SOIL COMPACTION PROCESS BY ROLLING	159
5.1. The elastic-plastic model of sand soil compaction	159
5.2. General settings of program complex for soil compaction process	163
5.3. Boundary conditions for compaction overburden sands process	166
5.4. FEM modelling results of deformed state and physical and mechanical output properties of compacted overburden sands after rolling	168
5.5. Conclusions for chapter 5	173
CHAPTER 6. PROBABILISTIC CALCULATION OF FOUNDATION ON MAN-MADE GROUNDS WITHIN THE PARAMETERS OF HETEROGENEITY	175
6.1. Substantiation of application the probability theory for estimating the stress-strain state of man-made grounds	175
6.2. SLS probabilistic calculation of the man-made grounds	187
6.3. Probabilistic calculation of the stress-strain state of the man-made grounds using FEM	203
6.4. Conclusions for chapter 6	213
CHAPTER 7. RESEARCH RESULTS IMPLEMENTATION FOR DESIGN AND CONSTRUCTION OF MAN-MADE GROUNDS	214
7.1. Method for determining the mechanical properties of compacted overburden sands and comparison of reference data with building standards ...	214
7.2. Proposals to develop 3D models of sand man-made grounds	219
7.3. The geotechnical support recommendations for overburden sand man-made grounds erection	226
7.4. Results implementation for design and geotechnical support of man-made grounds erectoin	227
7.5. Conclusions for chapter 7	227
REFERENCES	229
APPENDIX A. DETERMINING SUMMARY OF THE COMPACTED SOILS CHARACTERISTICS USING ROLLING PARAMETERS	243

ВСТУП

Через інтенсивну урбанізацію і відповідно зменшення ділянок, придатних для сільського господарства, виникла одна із тенденцій сучасного будівництва – освоєння нових територій, які раніше вважалися непридатними для зведення будівель і споруд у зв'язку з технічними складнощами, у т. ч. території зі складними інженерно-геологічними й гідрогеологічними умовами. Тому будівельникам при зведенні нових об'єктів доводиться використовувати підтоплені території, складені слабкими ґрунтами. За цих умов геотехніка рекомендує влаштування штучних масивів з кращими фізико-механічними характеристиками, ніж у природному стані. Для розв'язання екологічних проблем, пов'язаних з утилізацією відходів промисловості, та зменшення вартості масивних ґрунтових подушок виникає необхідність досліджень можливості використання розкритих порід, що залишаються при видобуванні корисних копалин, та їх сумішей, в якості матеріалу для штучних основ.

За проф. В.І. Крутовим [99] «в експериментально-теоретичному обґрунтуванні, розробці методів, технологій ущільнення ґрунтів у нас практично нема відставання від світового рівня. Найбільші розриви й відставання ми маємо у частині реалізації та широкого використання в практиці отриманих і накопичених роками науково-технічних досягнень, зокрема й за проблемою ущільнення ґрунтів... Важливими характеристиками ущільнених ґрунтів є їх параметри міцності та деформативності – кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c , модуль деформації E , що залежать від багатьох чинників. Зараз немає достатніх даних для того, щоб дати хоча б наближені значення цих параметрів для методів ущільнення з урахуванням виду і ступеня ущільнення ґрунту». Певною проблемою при нормуванні властивостей ущільненого масиву також є невідповідність оптимальних параметрів ущільнення ґрунтів, отриманих за нормативними лабораторними методиками з їх фізико-механічними характеристиками, що мають місце у польових умовах при використанні сучасної ущільнювальної техніки, особливо при застосуванні вібраційних режимів роботи.

У багатьох випадках для забезпечення покращених будівельних властивостей ґрунтів виконують їх ущільнення. У світі підхід до нормування властивостей ущільнених ґрунтів майже однаковий [84, 106, 226, 248, 291, 298]. На першому етапі виконують дослідження ґрунтів, які будуть використовуватися в якості матеріалу штучного масиву. При цьому проводять лабораторні експерименти, в яких визначають фізичні характеристики ґрунту в природному стані та після його ущільнення. Фіксують оптимальні параметри ущільнення (як правило це оптимальна вологість w_{opt} і максимальна щільність скелета ґрунту $\rho_{d,max}$ чи коефіцієнт ущільнення k_s), які намагаються витримати при влаштуванні штучної основи. Еталонну величину максимальної щільності скелета ρ_d визначають для кожного виду ґрунту в лабораторії тестом Проктора (ASTM D 698-91) чи його модифікацією (ASTM D 1557-91), принцип яких не відрізняється від методу ГОСТ 22733-77. Проблема, однак, полягає в тому, що

оптимальні параметри призначаються, виходячи з отриманих у лабораторних умовах значень для конкретного виду ґрунту та параметрів ударного навантаження, яке використовують при дослідях, без урахування параметрів реальних механізмів.

На другому етапі виконується геотехнічний контроль якості влаштування штучної основи. При цьому різними методами намагаються щоб щільність скелета ґрунту в насипі була не меншою за отриману при лабораторному ущільненні. Перевірка щільності скелета ґрунту чи коефіцієнта ущільнення в польових умовах виконується методом «ріжучих кілець», пенетрацією й зондуванням. Як показує досвід такий підхід не завжди забезпечує надійність влаштованої штучної основи [106, 166, 169, 234, 248, 298, 302]. Є доцільним крім щільності також визначати характеристики міцності й деформативності ґрунту.

Водночас ущільненим масивам притаманна неоднорідність, за параметри якої можуть бути прийняті випадковий розкид значень характеристик ґрунтів, анізотропія їх механічних властивостей, закономірності ущільнення середовища за глибиною тощо. Ці параметри залежать від виду й природних властивостей матеріалу штучної основи, технологічних параметрів її зведення. Існуючий нормативний підхід оцінює лише якість ущільнення й практично не враховує параметри неоднорідності насипних масивів. Методи розрахунку ґрунтових подушок є детермінованими і не враховують фактичний розкид значень фізико-механічних характеристик ущільненого ґрунту, що призводить до закладання необґрунтованих запасів міцності й деформативності при їх зведенні. Отже, актуальність даного питання для фундаментобудування України додатково зумовлюється відсутністю нормативної бази із проектування ґрунтових подушок.

З точки зору надійності експлуатації земляної споруди також велике значення має не лише максимально досягнуті значення щільності скелета ґрунту та характеристик міцності при її влаштуванні, а й збереження їх протягом тривалого часу експлуатації.

Таким чином, тема монографії актуальна для розширення нормативної бази проектування і зведення ґрунтових подушок; можливості утилізації відходів промисловості у вигляді розкритих порід та їх сумішей в якості матеріалу штучних основ; урахування параметрів неоднорідності ґрунтів штучних основ фундаментів будівель і споруд. Крім того геотехніки зацікавлені й у підвищенні якості проектування геомасивів з розкритих пісків за рахунок удосконалення геоінформаційних технологій побудови просторових моделей штучних ґрунтових масивів.

Автори висловлюють щиро подяку докт. техн. наук, професору М.Л. Зоценку і канд. техн. наук, доценту В.І. Коваленку за безцінну методичну допомогу при постановці та проведенні досліджень та аналізі їх результатів. Автори також щиро вдячні рецензентам монографії докт. техн. наук, професорам Ю.Ф. Тугаєнку, Ю.І. Калюху, В.Л. Сєдіну.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ СУЧАСНИХ ПРОБЛЕМ СТВОРЕННЯ ШТУЧНИХ ОСНОВ З УЩІЛЬНЕННЯМ ҐРУНТУ І БУДІВНИЦТВА НА НИХ

1.1. Світовий досвід зведення штучних основ і будівництва на них

Багато людських агломерацій знаходяться на берегах річок, озер, морів й океанів. Під час паводків і приливів значні території затоплюються. Через це на них раніше не зводили будівлі й споруди. До того ж, крім можливості затоплення такі території з поверхні складені, як правило, зі слабких ґрунтів (торфів, мулів тощо). Зараз, коли з одного боку залишилось недостатньо вільних місць для забудови, а з іншого постійно збільшується населення Землі й розвивається інфраструктура агломерацій, все частіше виникає необхідність використовувати непридатні без інженерної підготовки для будівництва шельфи морів та океанів, заплави річок й озер. Найбільш вдалий захід для цієї мети – створення штучних ґрунтових масивів, що мають покращені будівельні властивості. Для проектування за цих умов будівель і споруд на насипних (намивних) ґрунтах виникають певні проблеми, що пов'язані, зокрема, з оцінкою неоднорідності складу ґрунту штучних масивів та урахуванням їх будівельних властивостей. Ще однією проблемою при зведенні будівель є наявність ґрунтів з просадочними властивостями. Одним з найдешевших методів підготовки основи у цьому разі є створення ґрунтових подушок з покращеними фізико-механічними властивостями.

Геотехніка на сьогодні знає достатньо прикладів штучних островів. Перший у світі (о. Дедзима) насипано біля берегів Японії ще у XVII ст. На сьогодні ця країна має 9 островів площею від 500 га (180 – 250 млн. м³ ґрунту). Найбільш цікавим з них є острів, на якому розміщений Кансайський міжнародний аеропорт [24, 213, 226, 227, 240]. При його створенні перед інженерами стояла проблема високого ризику землетрусів і тайфунів. Для будівництва використана відповідна технологічна схема (рис. 1.1) [213, 226, 240]. Ця геотехнічна споруда вистояла від землетрусу 1995 р., а також дуже потужного тайфуну 1998 р., за що в 2001 р. її визнали як «Монумент цивільного будівництва тисячоліття».

Досвід зведення згаданого острова успішно використано для створення інших на мулистих ґрунтах (аеропорти Кітакюсю, Кобе і Чубу). Для збереження екосистеми о. Чубу (рис. 1.2, б) побудовано у формі літери D, що забезпечило циркуляцію води. Його берег місцями утворено гірськими масами, на схилах оселилися колонії морських організмів [226]. Це є унікальним прикладом вирішення екологічної проблеми. Цікавим є й досвід зведення з відходів звалища острова (436 га) в Токійській бухті [24].

Світу відомий амбіційний проект «Пальмові острова» в ОАЕ (рис. 1.2, в): Palm Jumeira (2500 га), Palm Jebel Ali (3700 га), Palm Deira (7200 га); архіпелаг «Світ» (рис. 1.2, г). Вони є на сьогодні найбільшими у світі [226]. У південно-західній Азії на узбережжі Персидського заливу в Катарі успішно

експлуатується о. Pearl-Qatar (400 га, 15,5 млн. м³ ґрунту) (рис. 1.2, д) [226], у Бахреїні – Lulu Island (600 га, 7,5 млн. м³ ґрунту) (рис. 1.2, е). У Бразилії на штучно намитому острові базується аеропорт Масану International Airport (рис. 1.2 ж) [24]. У Канаді о. Notre-Dame влаштовано на середині р. Святого Лаврентія (рис. 1.2, з).

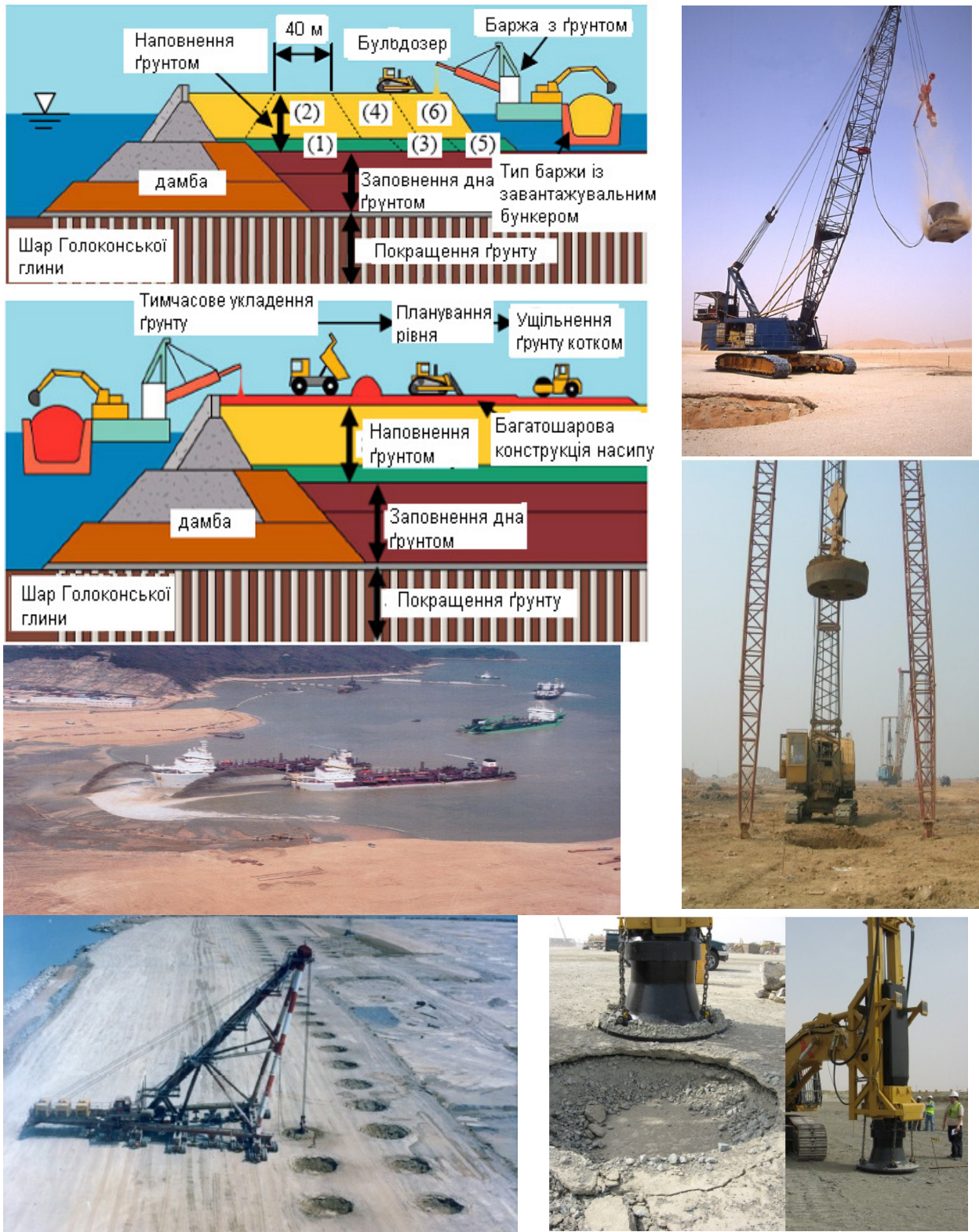


Рис 1.1 – Технологічна карта зведення штучного масиву у відкритому морі; 1, 3, 5 – заповнення дна ґрунтом; 2, 4, 6 – утворення насипу ущільненням ґрунту

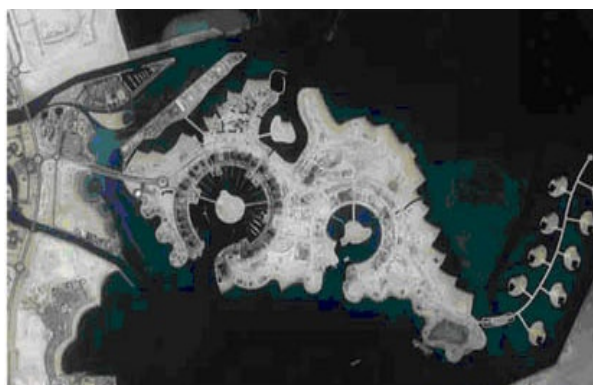
a*б**в**г**д**е**ж**з*

Рис. 1.2 – Штучні геомасиви: *a* – міжнародний Кансайський аеропорт; *б* – міжнародний аеропорт Чубу; *в* – Пальмові острови; *г* – архіпелаг Світ; *д* – Перл-Катар; *е* – острів Лулу; *ж* – міжнародний аеропорт Макао; *з* – острів Нотр-Дам

У російських приморських містах розпочато реалізацію ряду проектів на штучно створених територіях. Найбільш масштабними з них є зведення нових районів у західній частині Васильєвського острова Санкт-Петербургу на більш ніж 500 га за рахунок розширення території в сторону Фінської затоки. Там же вирішуються й транспортні проблеми зі створення північно-західного кільця навколо міста з виходом через затоку на швидкісну міжнародну автомагістраль «Скандинавія». В акваторії Чорного моря споруджується «Острів Федерації» (250 га). Звісно, що перелік штучно утворених островів значно більший. Майже у кожній країні є чи планується зведення таких геотехнічних споруд.

Найчастіше насипи використовують у транспортному будівництві – автодороги, аеродроми, залізниці тощо [78, 82, 162, 198, 216, 218, 241, 242, 247, 268, 282, 287], гідробудівництві – дамби та портові гідротехнічні споруди [79, 91, 154, 224, 237, 243], для підняття рівня планування територій [98, 198, 256, 289] та ін. Цікавим є досвід зведення гребель із природних і штучних сумішей суглинистих та великоуламкових ґрунтів. Із таких сумішей зведені ядра гребель Міборо (Японія) висотою 131 м (рис. 1.3, *а*), Серр-Понсон (Франція) – 130 м (рис. 1.3, *б*), Оровілл (США) – 227 м (рис. 1.3, *в*), Нурекська (Таджикистан) – 300 м (рис. 1.3, *г*) із природного суглинисто-щебеневого матеріалу, Сарсангська (Айзербажан) – 125 м (рис. 1.3, *д*) із штучної суміші глинистого ґрунту із піщано-дресвяним матеріалом та багато ін. Прикладом будівництва на насипних ґрунтах є центральна споруда Олімпійської кінноспортивної бази у Москві [98]. На насипних ґрунтах побудовано стадіон «Динамо» у Мінську (рис. 1.4, *б*) [156], річковий вокзал у Казані [98], Льодовий Палац у м. Барановичи (Білорусія) [114], Науково-технологічний університет в Саудівській Аравії [226] та ін.

Чільне місце серед штучних основ зайняли наживні ґрунти, що утворюють із використанням засобів гідромеханізації в заплавах річок, на надзаплавинних терасах, в інших низинах. Це дозволяє знизити загрозу повені на ділянках, використати непридатні для сільського господарства землі, розміщувати житлові масиви біля річок. Так у заплавах Дніпра зведено понад 4 млн. м² житла Русанівського й Оболонського масивів Києва. Цей метод широко використовують і в Дніпрі, Харкові, Полтаві та інших містах у всьому світі [76, 158, 226, 227].

На ґрунтових подушках зведено ряд промислових підприємств. Зокрема, Волгодонська АЕС побудована на піщано-гравійній подушці потужністю 10 м. Основи АЕС у м. Козлодуй (Болгарія) і металургійного заводу у м. Едмонтон (Канада) – ґрунтові подушки. Комплекс киснево-конвекторного цеху заводу «Азовсталь» зведено на основі з доменних шлаків потужністю 1,3 – 2,5 м [98], а Волзький і Камський автозаводи, Беловська ГЕС, резервуари ємністю 150 тис. м³ у Барселоні [256, 269], платформа для контейнерів у Сінгапурі [226] – теж на штучних ущільнених основах [98, 147]. На подушках з ущільнених лесів побудовані мікрорайони у Дніпрі, Запоріжжі, Новосибірську, Тольятті, Шимкенті та ін. [98, 177, 198, 199]. Та зустрічаються й випадки неефективності основ, виконаних у такий спосіб, особливо при неякісному проведенні робіт [5,

25, 48, 68, 80, 91, 123, 210]. Тому удосконалення проектування, спорудження та експлуатації штучних ґрунтових масивів є актуальною задачею геотехніки.



**Рис. 1.3 – Світовий досвід зведення гребель із природних і штучних ґрунтових сумішей:
а – Міборо (Японія); б – Серр-Понсон (Франція); в – Оровілл (США); г – Нурекська
(Таджикистан); д – Сарсаганська (Айзербайжан)**

Перераховані геотехнічні об'єкти складні не лише у технічному й технологічному відношеннях, але й з точки зору наукових концепцій процесів, що відбуваються у ґрунтах. Згідно з В. Ван Імпе [24], використання сучасних методів отримання вихідних інженерно-геологічних даних, а також нових розрахункових

методів дозволяє комплексно розв'язувати задачі консолідації слабких ґрунтів у часі та прогнозувати їх напружено-деформований стан (НДС) у період виконання робіт і наступної експлуатації. Критерієм коректності вихідних даних і методів теоретичного моделювання є лише результати реальних спостережень за об'єктами при комплексному моніторинзі. Тому важливими є дані натурних визначень поетапного контролю якості укладання та ущільнення ґрунту в тіло насипу [24, 226], а також результати моніторингу на протязі його експлуатації.

Доцільно виділити ряд проблем стосовно ґрунтових подушок, як-то: вплив параметрів механізмів на характеристики ущільненого ґрунту; можливість застосування відходів промисловості в якості матеріалу подушок; взаємозв'язок фізичних і механічних властивостей ущільнених ґрунтів з урахуванням параметрів їх ущільнення; оцінювання НДС штучних основ з урахуванням неоднорідності їх фізико-механічних характеристик; реологічні процеси у насипах; можливості самоущільнення ґрунту від власної ваги, а також під впливом механізмів тощо.

1.2. Досвід і проблеми використання відходів гірничо-збагачувального виробництва в якості матеріалу штучних основ

Для зведення подушок потрібен значний об'єм ґрунтів, що вибирають з відповідних кар'єрів, улаштування яких призводить до втрати родючих земель. Це загострює екологічні проблеми районів. З іншого боку, значні площі, що використовувалися для сільського господарства та лісових насаджень вкриті відвалами гірничо-збагачувального виробництва – дисперсними породами, що містять: бідні руди (їх неекономічно переробляти); відходи збагачення (терикони шахт; відвали рудників і кар'єрів сульфідних руд кольорових металів, оксидних і силікатних руд чорних і легуючих металів); шлами й «хвости» гірничо-збагачувальних фабрик; розкриті ґрунти, тощо [68, 71, 197].

Наприклад, за даними проф. В.І. Крутова при виплавлуванні 1 т заліза утворюється в середньому 1,2 т пустої породи та 0,9 т шлаку, 1 т міді – відповідно 4,2 т пустої породи та 30 т шлаку, а для отримання 1 т золота переробляють близько 23 млн. т гірської маси. Внаслідок активних гірничо-технічних робіт на поверхні планети накопичився загальний об'єм насипних ґрунтів понад 2000 млрд. м³. Тому як екологічно, так і економічно доцільні нові розробки способів використання таких відходів для влаштування ґрунтових подушок. До речі, їх використання нормативні документи не забороняють. Склад насипних ґрунтів зумовлено переважно двома чинниками: геологічними умовами місцевості та господарською діяльністю людини [98]. Залежно від складу й особливостей будови відвали гірничо-збагачувального виробництва відносять до другої групи «Відвали ґрунтів і відходів підприємств», які хоч і однорідні за складом, але мають нерівномірну стисливість [62, 68, 76, 82, 98].

Відомо досвід проф. М.Л. Зоценка, В.І. Коваленка, І.А. Єрмакової [71, 78] використання відходів гірничо-збагачувального виробництва в якості матеріалу

подушок. Хвостосховище Полтавського ГЗК у м. Горішні Плавні має площу біля 1400 га і містить понад 156 млн. т відходів збагачення залізистих кварцитів. Висота наміву складає 36 м. 90% гранулометричного складу цих відкладів – пиловаті частинки силікатних порід. Використання цих відходів у насипах ускладнено мінімальною зв'язністю, що робить їх нестійкими при розвіюванні та дії динамічних впливів.

Відходи збагачення зручніші для утилізації, ніж відвали, оскільки більш однорідні та являють вже подрібнений, іноді фракціонований, матеріал. У складі «хвостів» переважають пиловаті частинки – 81,5%, піщаних частинок – 17,1%, а глинистих – 1,4%. Число пластичності «хвостів» склало $I_p=1,2\%$, що дозволило розглядати їх як пиловаті супіски дуже близькі до пиловатих пісків. Вологість відкладів залежно від глибини наміву коливалась у широких межах – від кількох відсотків на поверхні до повного водонасичення на глибині.

Основна умова використання «хвостів» залізистих кварцитів як матеріал насипу – надання їм властивостей зв'язності. За Н.Я. Хархутою ущільненість піщаних ґрунтів складно оцінити динамічним методом тому, що піски у процесі ущільнення зі зростанням числа ударів вантажу здатні розпушитись [182]. Тому для дослідження спроможності ущільнення суміші «хвостів» і суглинку як зв'язного ґрунту задіяно різновид методу динамічного ущільнення ґрунтів (розроблений у ПолтНТУ під керівництвом В.Ф. Разорьонова [149]), оснований на систематичних замірах деформації ґрунту однієї вологості при послідовно зростаючій кількості динамічного впливу. На відміну від модифікацій методу стандартного ущільнення підсумки досліджень за цим різновидом дають загальну залежність оптимальної вологості і відповідної максимальної об'ємної маси скелету ґрунту від заданої кількості ударів вантажу [71, 76, 84].

При додаванні до «хвостів» 30% за вагою лесових суглинків суміш набула якості зв'язного ґрунту. При її оптимальній вологості $w_0 \approx 0,182$ і коефіцієнті ущільнення $k_s=0,98$ досягнуто значення: щільності скелету $\rho_{dmax}=1,838 \text{ г/см}^3$; модуля деформації $E=23 \text{ МПа}$; кута внутрішнього тертя $\varphi_{II}=31^\circ$; питомого зчеплення $c_{II}=31 \text{ кПа}$, – які навіть вищі, ніж такої ж споруди, яка виконана лише з суглинку [65, 72]. При використанні суміші для подушок скорочуються витрати бетону й арматури на зведення фундаментів, а для укосів насипу проти суглинку збільшується крутизна (тобто, зменшується об'єм насипу).

Таким чином, економічно й екологічно доцільно використання відходів гірничо-збагачувального виробництва в якості матеріалу подушок. Складність оцінювання параметрів ущільнення розкривних малозв'язних ґрунтів динамічним методом викликана їх здатністю розпушуватись зі зростанням динамічного впливу.

1.3. Методи зведення штучних основ поверхневим ущільненням

Є.А. Сорочан [170] запропонував використовувати у ґрунтах, що набухають, «подушки компенсації» з незв'язного матеріалу. В.М. Голубков,

Ю.Ф. Тугаєнко, В.І. Федоров, P. Oliveira, L. Lemos [176, 267] піщані штучні основи змінної товщини та щільності застосовували на сильностисливих ґрунтах. Подушки з переущільненого піску, що володіють компенсаційними властивостями, рекомендували для будівель на підроблюваних територіях С.М. Клепиков, О.О. Петраков, А.М. Рижов, А.В. Машкін [86, 151]. С.В. Тимофеев, P. Venda, L. Lemos досліджували методи підготовки подушок, які б враховували їх компенсаційні властивості [170, 293].

Найчастіше ущільнюють просадочні, сильностисливі та насипні ґрунти [81], а іноді намівні піски [154, 158]. Ефективність основ з ущільненням ґрунту досягається за рахунок раціональних технологій зведення, і забезпечують: підвищення фізико-механічних характеристик і ліквідацію просадочних властивостей ґрунту; більш повний ступінь використання несучої здатності штучної основи порівняно з природною; скорочення ручної праці; зниження вартості робіт, витрат матеріалів; можливість улаштування основ серійними механізмами при незначному переобладнанні їх робочих органів тощо. Економія досягається й за рахунок використання відходів виробництва [67, 69, 71, 76, 98, 99, 114, 232, 235], що, до речі, вирішує й проблему їх утилізації.

1.3.1. Класифікації методів створення штучних основ ущільненням ґрунту

На сьогодні для будівельників актуальна проблема вибору раціональної методики ущільнення ґрунту. Тому, як зауважив В.І. Крутов, для вибору варіанту відсутня чітка класифікація методів ущільнення ґрунтів з повним відображенням у ній головних характеристик, раціональних областей використання, техніко-економічних показників [98]. Тому ним було: 1) об'єднано в одну групу ґрунтові умови I типу за просадочністю та злежані насипні ґрунти, а в іншу – умови II типу та незлежані насипні породи; 2) виділено головні характеристики ущільнення ґрунтів (максимальна глибина ущільнення, товщина верхнього буферного шару, модуль деформації та умовний розрахунковий опір ґрунту при середніх значеннях коефіцієнта ущільнення k_s – відношення максимальної щільності скелету ґрунту, отриманої у лабораторних умовах, до її фактичного значення); 3) ураховано особливості технології виконання робіт (вид ґрунту та несучу здатність підстильного шару, характер передачі тиску на основу, жорсткість конструкції, технологічні та ін. особливості експлуатації будівель і споруд). Самі методи ущільнення ґрунтів В.І. Крутов поділив за технологіями [98]: поверхнєве ущільнення трамбівками; ґрунтові подушки; витрамбовування котлованів; попереднє замочування; підводні вибухи; ґрунтові палі.

За М.К. Неклюдовим [130] методи ущільнення групують за технологічними особливостями, розташуванням і характером впливу робочих органів на ґрунт, конструктивним використанням засобів механізації, а саме: укочування; трамбування; віброущільнення й комбіновані. В.І. Феклін розрізняє ущільнення основ за областями поширення (поверхнєве, глибинне) [167]. Класифікація [38] враховує геометричні та конструктивні відмінності ущільнення ґрунту при влаштуванні та роботі фундаментів. Нею зручно





користуватися при моделюванні ущільнення і наступної роботи основи. J. Chu, S. Varaksin, U. Klotz, P. Mengé [226] виділяють 5 типів методів ущільнення: динамічне, вібраційне, силою вибуху, електричними імпульсами, поверхневе.

1.3.2. Штучні основи, утворені укочуванням і поверхневою вібрацією

Укочуванням зводять штучні основи з насипного ґрунту оптимальної вологості за умови забезпечення проектного значення ρ_d за всією товщею масиву. Цей метод є достатньо ефективним, особливо у просадочних і слабких ґрунтах. Ним зручно користуватися для створення геотехнічних споруд значних розмірів за площею чи довжиною (автодороги, аеродроми, залізниці та ін.). Такі основи перевірені часом [11, 19, 51, 55, 91, 114, 130, 154, 180, 232].

При поверхневому укочуванні ґрунт ущільнюють тиском колеса чи барабану. Статичні котки ущільнюють ґрунт лише за рахунок власної ваги, а вібраційні – ще коливань вібратору, що вбудований у валець (бандаж). Останнім часом через нерівномірність передачі напружень на ґрунт статичні вальцеві котки використовують лише на специфічних роботах. При роботі пневматичних котків деформується не лише ґрунт, але і сама шина, що забезпечує відносно рівномірний розподіл напружень за глибиною шару. При ущільненні ґрунту кулачковими котками ефективність досягається за рахунок передачі підвищеного тиску під кулачком. Такі котки мають значно більшу продуктивність на зв'язних ґрунтах [154, 217]. У табл. 1.1 наведені параметри сучасних механізмів для поверхневого ущільнення ґрунту. На рис. 1.4 представлені графіки залежності товщини ущільненого шару і продуктивності котка від його маси при оптимальній вологості ґрунту [88, 167, 181].

Таблиця 1.1 – Механізми для поверхневого ущільнення ґрунту укочуванням і вібрацією

Фотографії механізмів		Параметри	
		<p>Однобарабанний кулачковий/гладкий самохідний вібраційний коток</p> <p>Вага – 16500 кг; навантаження на передній міст – 9000 кг; навантаження на задні колеса – 7500 кг; робоча ширина – 1,8 м; робоча швидкість – 0-4,4 км/год; тип віброзбуджувача – з прямим гідростатичним приводом; частота, Гц/мм – на першій передачі 30/1,95; на другій – 40/0,90; глибина ущільнення – 0,8-1 м.</p>	
		<p>Пневматичний статичний коток (для зимових умов з решітчастим вальцем)</p> <p>вага – 22000 кг; робоча ширина – 2,0 м; робоча швидкість – 0-10 км/год.</p>	
		<p>Реверсивна віброплита</p> <p>Робоча вага – 150-530 кг; робоча ширина – 330-650 мм; частота – 80 Гц-60 Гц/ (1,4 мм-1,7 мм)</p>	<p>Віброплита з поступальним рухом</p> <p>Робоча вага – 50-100 кг; робоча ширина – 350-500 мм; частота – 95 Гц/0,9 мм</p>

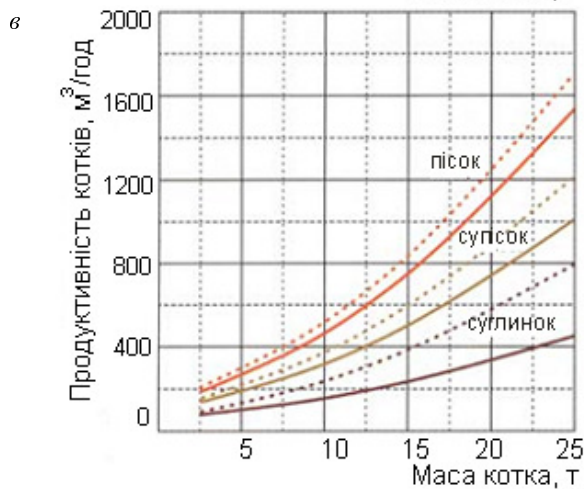
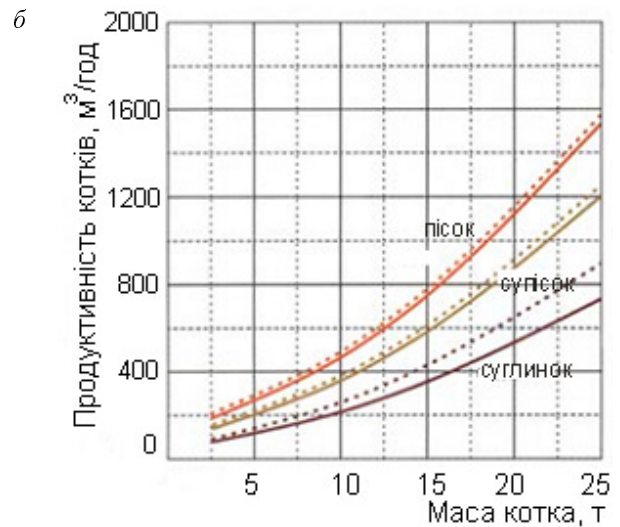
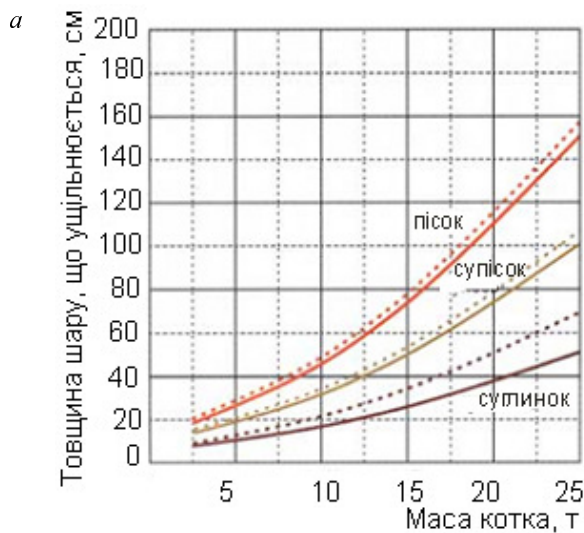


Рис. 1.4 – Графіки залежності товщини ущільненого шару ґрунту оптимальної вологості та продуктивності від маси котка: *a* – залежність товщини шару від маси котка; *б* – залежність продуктивності котків при оптимальній вологості та коефіцієнту ущільнення 0,98-1,0; *в* – теж саме, але при $S_r = 0,9$ і $k_s = 0,95 - 0,98$

Суть віброущільнення [62] полягає у тому, що від діючої на поверхні вібрації частинки ґрунту переходять у стан вимушених коливань. Під впливом вібрації та ваги агрегату відбувається переміщення частинок вниз і частково вбік.

При цьому формується більш щільна структура ґрунту. Ефективність ущільнення [73, 76, 155, 243] залежить від виду та стану ґрунту, амплітуди, частоти, часу та ін. При цьому частина тертя між зернами при укочуванні у безвібраційному режимі замінюється на тертя котіння та різницю опору стиску і розтягу. Кожному розміру частинок відповідає деяка частота коливань, яка дозволяє виконати оптимальне ущільнення. Чим дрібніші зернини, тим більша частота впливу на них необхідна. Тому доцільно використовувати різночастотне вібрування. Досліди [6, 9, 62, 73, 81] показують можливість ефективного вібровпливу при низькій частоті (30-100 Гц) й амплітуді (0,01-1 мм). У вологих глинистих ґрунтах [73, 101, 154] суттєвий ефект досягається при високочастотних коливаннях. Отже, полідисперсність ґрунтів вимагає використання регульованого діапазону полічастот й амплітуд коливань.

Дослідженнями В.Д. Казарновського та К. Ішіхара [81, 83] доведено, що ущільнення повітряно сухих або малого ступеня насичення водою пісків розпочинається вже при незначних вібраціях із прискорювальними коливаннями не менше 0,2g (де g – прискорення вільного падіння) і завершується практично повним їх ущільненням при 1,2...1,5g. Для

оптимальної вологості пісків діапазон ефективних прискорень – 0,5g...2g. На рис. 1.5 подані криві затухання прискорення коливань частинок піску при різних робочих швидкостях. Для віброкотків з діаметром вальців до 2 м і масою до 4 т за оптимальних параметрів вібрації у малозв'язних ґрунтах глибина ущільненого шару – 0,4...0,5 м, 8 т – 0,75...0,8 м, 12 т – 0,8...1,2 м. Для вибору оптимальних параметрів віброкотків залежно від зернового складу, вологості, щільності та технологічних параметрів ущільнення відомі дослідження Хархути М.Я. [83] (табл. 1.2).

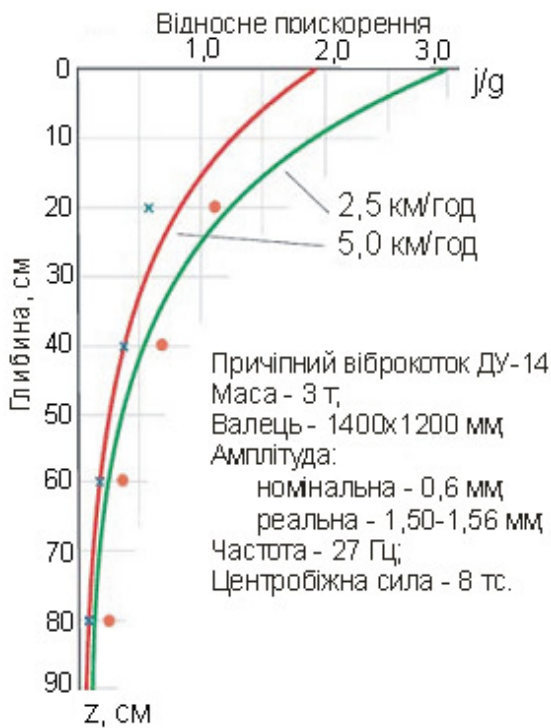


Рис. 1.5 – Криві затухання прискорення коливань частинок піску для різної швидкості руху котку

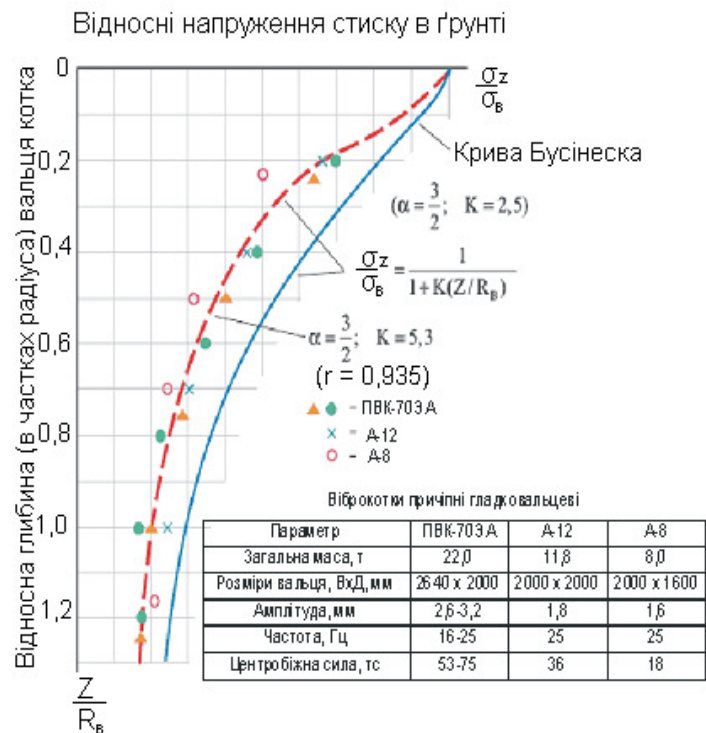


Рис. 1.6 – Криві затухання динамічного тиску

Таблиця 1.2 – Межа міцності, МПа, ґрунтів оптимальної вологості з $k_s = 0,95$

Спосіб Ущільнення	Вид ґрунту			
	незв'язний і малозв'язний (пісок, супісок)	середньозв'язний (суглинок легкий)	зв'язний (суглинок важкий)	високовз'язний (глина)
Статичний (пневмокоток)	0,3 – 0,4	0,5 – 0,6	0,7 – 0,8	0,9 – 1,2
Динамічний (віброкоток, трамбівка)	0,5 – 0,7	0,9 – 1,2	1,4 – 1,8	2,0 – 2,5

На рис. 1.6 за вимірними напруженнями побудована крива затухання динамічних тисків при ущільненні ґрунту котками з різними характеристиками. Навіть при різних масах, параметрах вібрації, контактних тисках значення тиску на ґрунт близькі. Отже, при стабільному характері затухання відносних динамічних тисків під віброкотками і необхідних відносних напруженнях

усередині насипу можливо встановити товщину шару, в якій діючі тиски забезпечать проектний коефіцієнт ущільнення ґрунту (табл. 1.3).

Таблиця 1.3 – Відносний тиск у масиві, що ущільнюється

Коефіцієнт ущільнення k_s	0,90	0,95	0,98	1,0
Відносний тиск (у частках межі міцності ґрунту) в масиві	0,10 – 0,15	0,20 – 0,25	0,40 – 0,45	0,65 – 0,70

1.3.3. Штучні основи, створені поверхневим ущільненням трамбівками

За даними НДІОСП [51] при ущільненні ґрунту котками величина зниження поверхні у 3 – 5 разів менша, ніж при трамбуванні. Товщина ущільненого шару залежить від маси та площі подошви трамбівки, висоти скидання, числа ударів, виду, міцності, структурних зв'язків, щільності та вологості ґрунту. Ущільнення основи до відказу утворює найбільшу потужність ущільненого шару при найменшій розпушеній поверхневій зоні [58, 130, 204, 223].

Поверхнєве ущільнення ґрунтів трамбівками за Ю.М. Абелевим і В.Б. Швецем [198] доцільне для: 1) усунення просадочності ґрунтів; 2) утворення маловодопроникного екрану; 3) збільшення міцності та зменшення стисливості ґрунтів. Основи, виконані з використанням трамбівок масою 5 – 7 т, успішно служать для фундаментів різних будівель і споруд [19, 51, 55, 91, 117, 118, 130, 147, 172, 212]. Розроблені та впроваджені технології з використанням трамбівок масою 12 – 25 т. В Європі, Японії, США для улаштування основ ефективно використовують так звані «компактори» [226].

У Китаї проведені досліді з елювіальними глинами та делювіальними макропористими суглинками. Трамбування виконувалось в одних пунктах до відказу, а в інших – без дотримання цієї умови. Встановлено, що у першому випадку модуль деформації склав $E=30$ МПа, а в другому – $E=6,2$ МПа.

За дослідженнями Ю.Ф. Тугаєнка, Н. Arslan, J. Chu, S. Varaksin, U. Klotz, P. Mengé [176, 215, 226] ефективність ущільнення важкими трамбівками підвищується при зниженні вологості ґрунту, підвищенні тиску по подошві трамбівки, збільшенні її площі, висоти падіння, кількості ударів. Польові досліді ущільнення ґрунтів трамбівками показали, що їх оптимальний діаметр – 1,4...1,5 м, тиск на ґрунт – 15...20 кПа [130, 148]. Згідно з радіометричними дослідженнями нижче ущільненої зони формуються прошарки зі зниженою порівняно з природною щільністю [215]. При ущільненні ґрунтів з вологістю $w < w_0$ нижче зони ущільнення фіксувалась область інтенсивного розтріскування ґрунту [118]. Вище цієї області ґрунт теж має тріщини, але й підвищену щільність. При ущільненні ґрунту оптимальної вологості цього ефекту не спостерігалось. При постійній вологості, але зі зростанням щільності значно зростає питоме зчеплення c , та майже не змінюється кут внутрішнього тертя φ ; при постійній щільності та зростанні вологості помітно падає c і майже не змінюється φ . При $S_r=0,8...0,9$ знижуються обидва параметри міцності [84, 98, 116, 194].

Отже, штучні основи, що зводять поверхневим ущільненням ґрунту, – економічні, технологічні й екологічно доцільні. При виконанні робіт у незв'язних ґрунтах раціонально використовувати механізми з віброрежимами укочуванням, а при створенні подушок є сенс застосовувати трамбування.

1.4. Особливості визначення геотехнічних властивостей ґрунтів для проектування штучних основ

1.4.1. Загальні поняття про ущільнення ґрунтів

Ущільненням вважають відносно швидке зменшення пористості ґрунту, здійснене механічними засобами за декілька циклів прикладання зовнішнього навантаження, яке має динамічний характер впливу на масив [76, 211, 228, 230, 271]. Метою ущільнення є створення нової структури й текстури ґрунту, які дають змогу підвищити міцність, зменшити деформативність і водонепроникність, а отже підвищити надійність експлуатації споруди в цілому [76].

Значні дослідження у галузі ущільнення ґрунтів виконали Ю.М. Абелев, М.Ю. Абелев, Д.Д. Баркан, А.О. Бартоломей, О.Т. Батраков, В.М. Безрук, А.І. Білеуш, А.К. Біруля, В.І. Біруля, І.П. Бойко, В.Г. Буличьов, Ю.М. Васільєв, М.М. Герсеванов, Я.Д. Гільман, В.М. Голубков, М.Н. Гольдштейн, А.Л. Готман, Б.І. Далматов, М.Ф. Друкований, М.П. Дубровський, М.Л. Зоценко, П.Л. Іванов, В.О. Іллічов, В.Д. Казарновский, Ю.О. Кірічек, С.М. Клепіков, В.І. Коваленко, П.О. Коновалов, М.В. Корнієнко, В.І. Крутов, І.А. Кудрявцев, С.Я. Кушнір, Ф.К. Лапшин, І.М. Литвинов, М.М. Маслов, М.С. Метелюк, О.О. Петраков, В.М. Пивонос, Є.В. Платонов, В.Ф. Разорьонов, А.М. Рижов, О.О. Савінов, В.Л. Сєдін, С.А. Слюсаренко, Є.А. Сорочан, Л.Р. Ставніцер, В.Г. Таранов, З.Г. Тер-Мартиросян, Л.М. Тимофєєва, О.М. Трофімчук, Ю.Ф. Тугаєнко, В.М. Уліцький, Р.А. Усманов, Н.Я. Хархута, В.Г. Хілобок, М.О. Цитович, Г.І. Черний, Д.М. Шапіро, В.Г. Шаповал, В.Б. Швець, О.В. Школа, Н. Arslan, D. Avalue, H. Brandl, A. Brito, M. Davoudi, O'Brien, A. Pak, R. Proctor, S. Varaksin та інші [55, 59, 69, 77, 79, 83, 88, 91, 98, 119, 158, 171, 197, 215, 217, 224, 228, 268, 271, 292].

Ґрунти – складні фазові системи, що включають взаємодіючі між собою тверду, рідку та газоподібну складові. Зміна однієї з фаз викликає зміну властивостей системи в цілому. Найближчі молекули води міцно утримуються на поверхні частинок й утворюють міцно зв'язану воду [76, 83, 88, 260]. Характер взаємодії рідкої фази з іншими визначається не лише кількісним, але й якісним змістом різних видів води. Ущільнення трифазного ґрунту проходить унаслідок стиснення всієї системи та зміни співвідношення її компонентів [76, 83, 88, 228]. Зовнішній тиск спочатку видаляє повітря з пор ґрунту. Майже відразу більша частина тиску передається на скелет ґрунту, зближуються окремі агрегати й частинки, та починається їх взаємне ковзання й зближення у середині агрегатів. Орієнтація частинок змінюється, збільшується ступінь заповнення пор водою. Одночасно зі скелетом у більш стійке положення переходить і рідина. За рахунок руйнування агрегатів збільшується сумарна

активна поверхня частинок і кількість зв'язаної води. Повітря дає суттєвий опір ущільненню лише коли воно затиснуто у порах [88, 228, 300].

Зближення частинок і стиснення повітря продовжується, поки вони не розташуються максимально компактно і не встановиться стан рівноваги між зусиллям ущільнення і сумісним опором ущільненню усіх фаз ґрунту. Цей опір поділяють на складові: 1) залежить від деформації ґрунту під тиском і сил тертя та зчеплення на контактні частки й агрегатів; 2) в'язкий опір, що виникає внаслідок опору витиснення плівок води із зон контактів між частинками, а також динаміки ущільнення – від швидкості деформування ґрунту при ущільненні (збільшується зі зростанням швидкості деформування); 3) опір ґрунту ущільненню (визначається силами інерції) – добуток маси ґрунту на прискорення.

Плівки води мають в'язкі властивості, тому витиснення їх із зон контактів потребує часу. Тривалість дії котків та інших ущільнювачів не перевищує 0,05...0,07 сек. за одну дію. Процес ущільнення не завершується протягом циклу. Взаємодію ущільнювача та ґрунту можна представити з умови рівноваги роботи зовнішніх і внутрішніх сил. У якості зовнішніх виступає ущільнювач із постійною величиною роботи протягом кожного циклу. Реактивними є сили опору переміщенню частинок й агрегатів. На початку ущільнення, деформування йде інтенсивно, тому що більшість слабо закріплених частинок переходять у більш стійке положення рівноваги. Надалі деформування йде важче, бо часток, здатних перейти у більш стійке положення, стає менше. Робота зовнішніх сил витрачається на подолання структурної міцності, тертя між частинками, опір витиснення плівок води із зон контакту. Робота зовнішніх сил пропорційна загальній деформації (пружній і залишковій) [73, 76].

За СоюздорНДІ залишковий вміст повітряної фази в ущільненому ґрунті складає для пісків 0,07 – 0,08, супісків – 0,05 – 0,07, суглинків – 0,03 – 0,04 і глин – 0,04 – 0,06 [83], що увійшло до ВСН 97-63. Ці дані корелюються з висновками Н.Ю. Шкицької. Вона довела, що залишковий коефіцієнт водонасичення S_r ґрунту при укочуванні, який відповідає закінченню ущільнення, залежить від складу ґрунту (числа пластичності I_p) і становить $S_r=0,82 – 0,92$ (рис. 1.7). За S_r визначають об'єм залишкової повітряної пористості V_0 :

$$V_0 = \rho_d w (1/S_r - 1)/\rho_w, \quad (1.1)$$

де ρ_d і ρ_w – щільність скелета ґрунту і води, г/см³; w – вологість ґрунту.

Через наявність повітряної залишкової пористості щільність скелета ґрунту заданої вологості після ущільнення не може перевищувати $\rho_{d.max}$:

$$\rho_{d.max} = (1 - V_0)/(1/\rho_s + w/\rho_w). \quad (1.2)$$

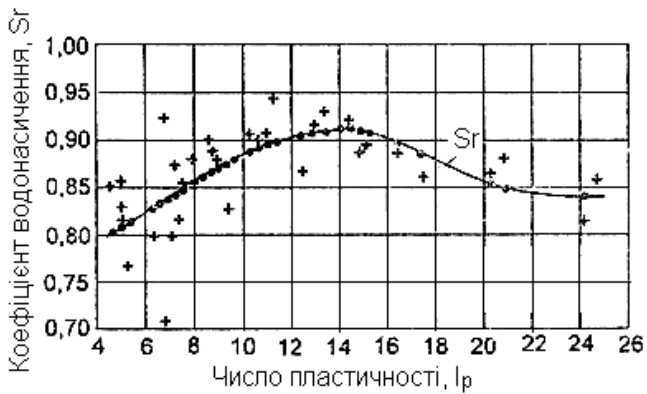


Рис. 1.7 – Залишковий коефіцієнт водонасичення глинистих ґрунтів, ущільнених до $\rho_{d,max}$, залежно від числа пластичності I_p [84]



Рис. 1.8 – Залежність питомого зчеплення від щільності скелету суглинку при заданій вологості [84]: 1 – $w = 13,7\%$; 2 – $w = 15,9\%$

Можливо отримати і вологість, при якій ґрунт ущільнюється при найменшій роботі. При ній частинки мають максимальну рухомість, а вода ще не перешкоджає їх зближенню. Вологість ґрунту, яка дозволяє досягти найбільше значення ρ_d , називається оптимальною w_0 . Допустиму вологість ґрунтів при ущільненні можливо визначити згідно з [66]. При ній найбільш ефективно реалізуються можливості ущільнювача. w_0 залежить від гранулометричного та мінералогічного складу ґрунтів, їх об'ємного комплексу, роботи, контактних тисків й ін. [76, 83, 88, 98, 228]. Граничною межею зменшення w_0 за рахунок збільшення максимальних контактних тисків є значення, близьке до максимального вмісту зв'язаної води у ґрунті w_{con} .

Особливим питанням є визначення показників міцності й деформативності ущільненого ґрунту [20, 83, 88]. При заданій вологості зчеплення зв'язного ґрунту збільшується зі зростанням ρ_d . Характер цієї залежності при ущільненні короточасним навантаженням представлено на рис. 1.8, з якого видно, що приріст зчеплення на кінцевій ділянці уповільнюється і при граничному ущільненні досягає максимуму. Кут внутрішнього тертя ϕ залежить від вологості, при її постійному значенні ρ_d на ϕ майже не впливає [83]. Модуль деформації E збільшується при збільшенні щільності ґрунту (при постійній вологості), та при перевищенні деякої величини спостерігається його зниження (ефект «переущільнення» за Н.Я. Хархутою [88]). Це пояснюється появою структурних змін при отриманні певної щільності (рис. 1.9).

Збереження досягнутих ущільненням показників є однією із найважливіших умов, які враховують при нормуванні щільності [84, 153]. Найбільш впливовим чинником є зміна щільності й вологості у річному циклі [84, 153] (рис. 1.10). Багаторічні дослідження стану ґрунтів у межах ущільнених зон фундаментів без виймання ґрунту, проведені М.Л. Зоценком [77] методом пенетрації, показали, що «розсмоктування» ущільненої зони з часом не спостерігається.

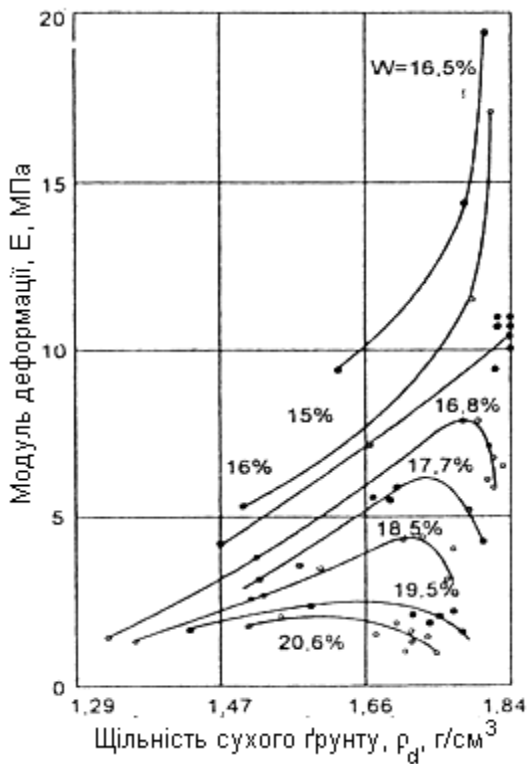


Рис. 1.9 – Залежність модуля деформації E суглинку важкого пілуватого при відносній деформації $\lambda = 0,05$ від щільності скелета ґрунту ρ_d при різній вологості w (за Ю.М. Васильєвим і Н.Я. Хархутою [84])

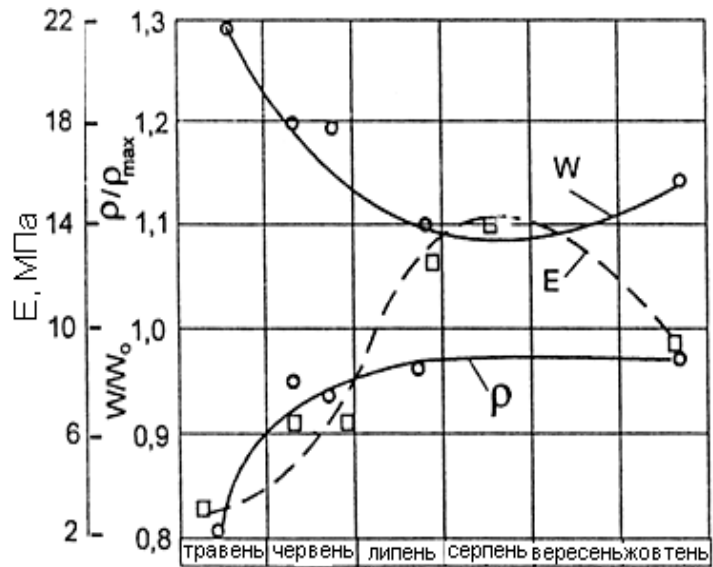


Рис. 1.10 – Зміна вологості w , щільності ρ і модуля деформації E ґрунту протягом року: w/w_0 – співвідношення фактичної до оптимальної вологості; ρ/ρ_{max} – співвідношення фактичної до максимальної щільності [84]

1.4.2. Ущільнення ґрунтових сумішей і відходів промисловості

Використання ґрунтових сумішей [154] дозволяє підвищити характеристики міцності та знизити деформативність вихідного матеріалу. В цьому напрямку відомі результати досліджень М.П. Павчича [134], які використані при наміві Асуанської, Нурекської, Сарсангської та Верхне-Ханбуланчайської гребель. Також відомі роботи [71, 78, 99, 214, 234, 239] з вивчення впливу на ущільнення ґрунтових сумішей різних факторів: вмісту глинистих і піщаних частинок, вологості тощо. За В.І. Крутовим [99] при технологічному перемішуванні піщаних і глинистих ґрунтів з наступним ущільненням будівельні властивості сумішей не погіршуються порівняно з вихідними ґрунтами в ущільненому стані. Встановлені значення ρ_d^{max} сумішей та їх w_0 (рис. 1.11, а – з). Найбільше значення ρ_d й найменше w_0 досягалося при 50% глинистих і 50% піщаних частинок. Згідно з дослідженнями К. Fargoq і К. Virk [234] найбільше значення ρ_d й найменше w_0 також спостерігалося при найбільшому вмісті піщаних частинок у глинистому ґрунті, що в даному випадку склало 35% (рис. 1.11, д).

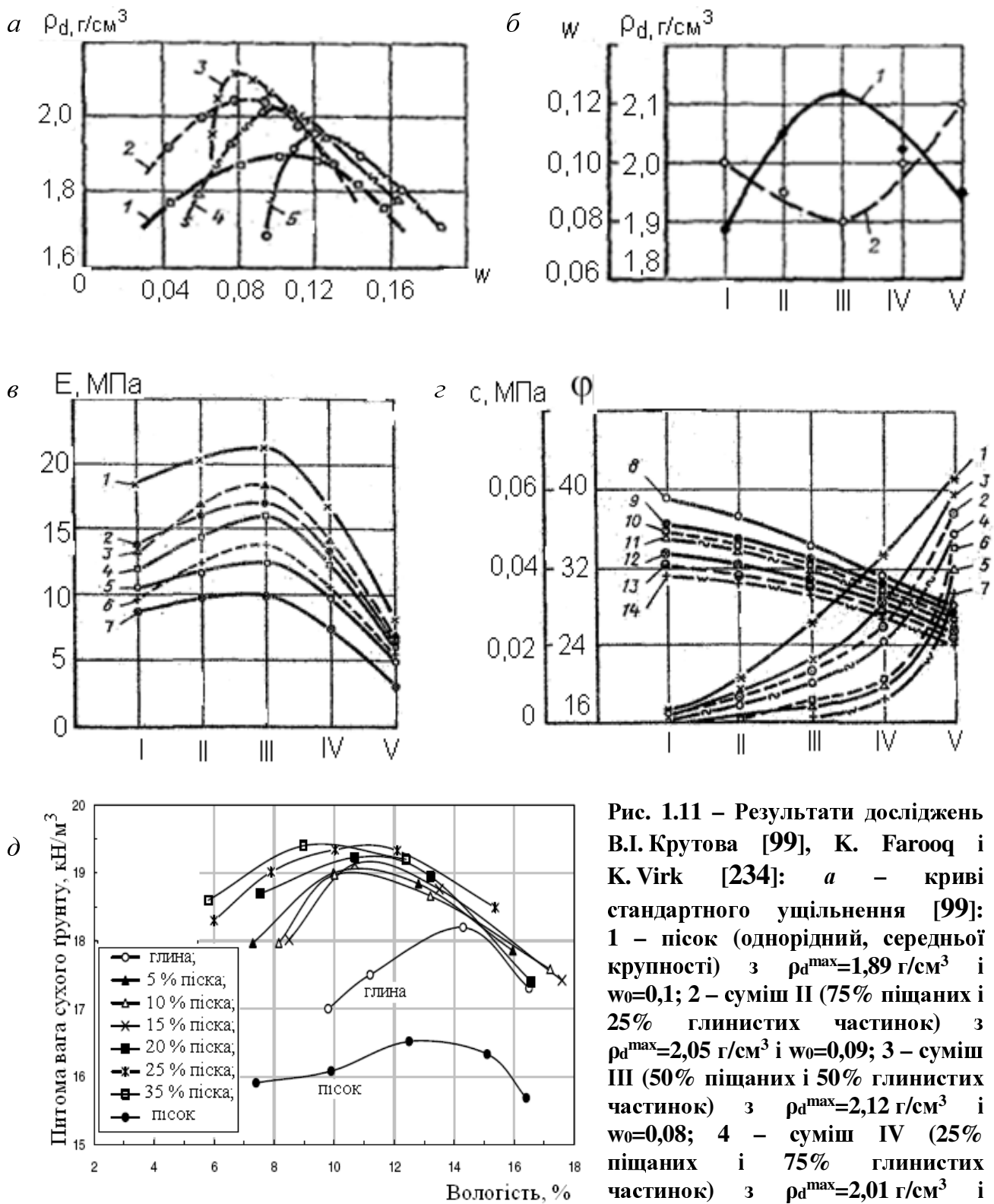
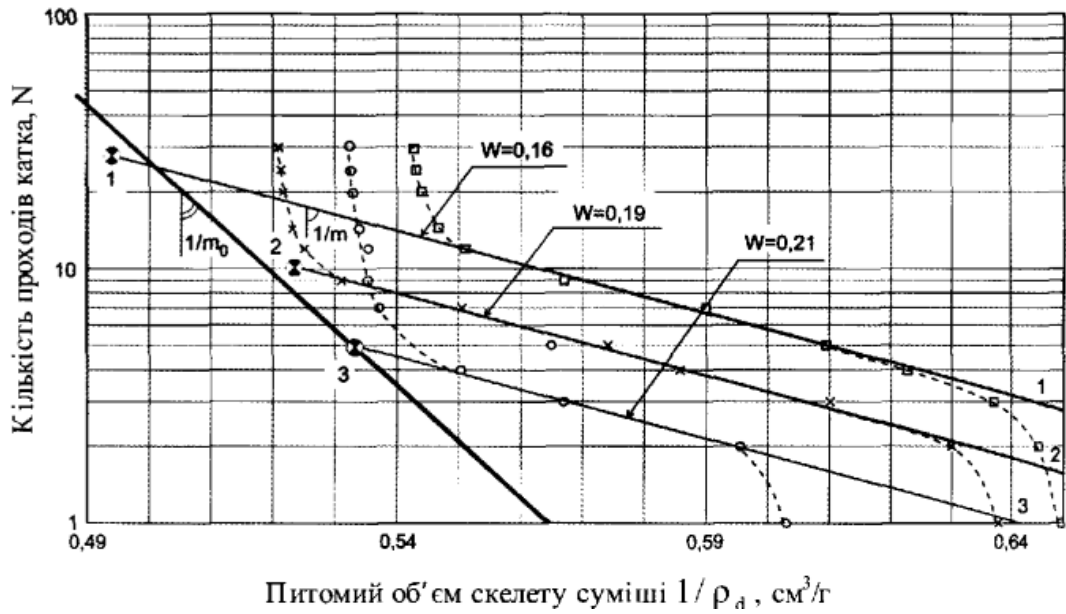


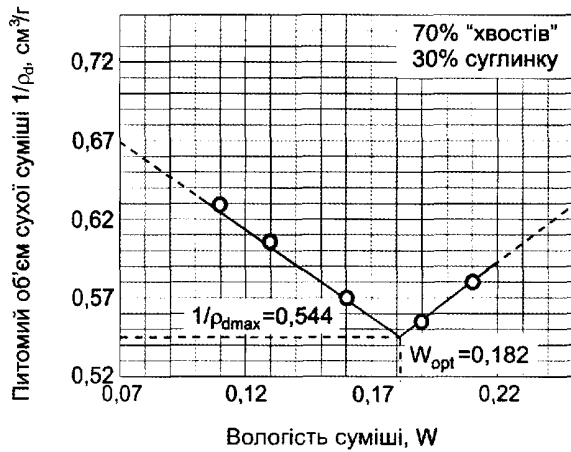
Рис. 1.11 – Результати досліджень В.І. Крутова [99], К. Fagooq і К. Virk [234]: *а* – криві стандартного ущільнення [99]: 1 – пісок (однорідний, середньої крупності) з $\rho_d^{\text{max}}=1,89 \text{ г/см}^3$ і $w_0=0,1$; 2 – суміш II (75% піщаних і 25% глинистих частинок) з $\rho_d^{\text{max}}=2,05 \text{ г/см}^3$ і $w_0=0,09$; 3 – суміш III (50% піщаних і 50% глинистих частинок) з $\rho_d^{\text{max}}=2,12 \text{ г/см}^3$ і $w_0=0,08$; 4 – суміш IV (25% піщаних і 75% глинистих частинок) з $\rho_d^{\text{max}}=2,01 \text{ г/см}^3$ і $w_0=0,1$; 5 – суглинок пилуватий з $\rho_d^{\text{max}}=1,95 \text{ г/см}^3$ і $w_0 = 0,12$;

б – залежність ρ_d^{max} (1) і w_0 (2) від виду ґрунту [99]; I-V – номери сумішей; *в* – залежність модуля деформації E від виду ґрунту [99]; *г* – залежність питомого зчеплення c (1-7) і кута внутрішнього тертя φ (8-14) від виду ґрунту; *д* – криві ущільнення за модифікованим тестом Проктора [234]

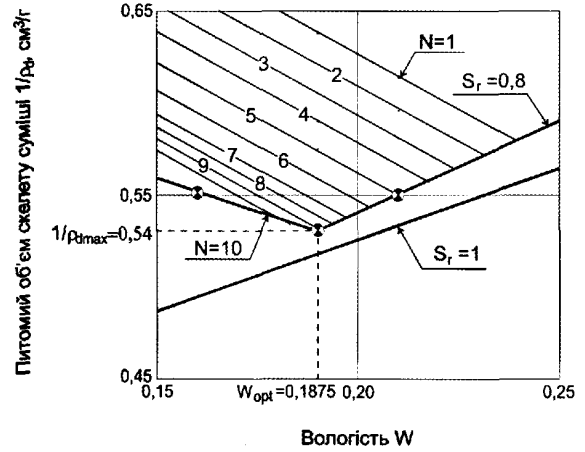
a



б



в



г

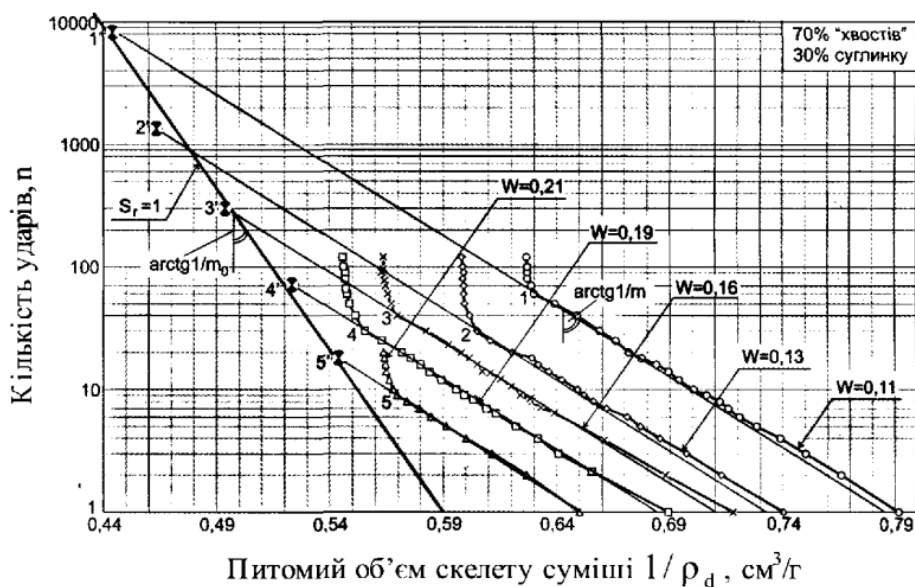


Рис. 1.12 – Результати досліджень ПолтНТУ [71, 78]: а – графік динамічного ущільнення суміші «хвостів» і суглинку; б – графік визначення оптимальних характеристик ущільнення суміші для прийнятого ударного імпульсу; в – номограма лоткового укочування суміші рівно барабанним котком; г – графіки ущільнення суміші рівно барабанним котком

Отже, збільшення щільності веде до підвищення міцності та зниження деформативності ґрунту до межі, що відповідає даній вологості. Спроби отримати більшу щільність можуть призвести до ефекту переуцільнення, при якому має місце процес дилатансії, пов'язаний зі зміною агрегатного складу ґрунту. Будівельні властивості уцільненого ґрунту змінюються протягом часу, що також потребує подальшого дослідження. Цей процес для різних видів відходів промисловості та їх сумішей з ґрунтами вивчено епізодично. Потребує експериментального дослідження і вплив параметрів уцільнюючих механізмів на характеристики штучних масивів, зокрема, при використанні розкривних порід.

1.4.3. Загальні поняття про проектування штучних основ

Для проектування В.І. Крутов [98] виділив такі параметри уцільнення ґрунтів: максимальну глибину уцільнення; товщину буферного шару; модуль деформації та умовний розрахунковий опір ґрунту при середніх величинах коефіцієнта уцільнення k_s (відношення фактичної щільності скелета ґрунту ρ_d до її максимального значення, отриманого в лабораторних умовах, ρ_{dmax})

$$K_s = \rho_d / \rho_{dmax} \cdot \quad (1.3)$$

Проект подушки повинен включати [64, 158, 163]: її розміри; глибину уцільнення; вихідну потужність шару, яку відсипають; параметри машин (масу котка; частоту й амплітуду вібрації); число проходів одним слідом; коефіцієнт уцільнення k_s чи щільність скелета ґрунту ρ_d ; оптимальну вологість w_o . Вимоги до уцільненого ґрунту подушок [64, 163, 191] вміщені в табл. 1.4.

Таблиця 1.4 – Технічні вимоги до уцільненого ґрунту подушок

Технічні вимоги	Граничні відхилення	Контроль (метод і об'єм)
Вологість ґрунту, що уцільнюють	У межах, встановлених проектом	Дослідний, за вказівками проекту
Середня щільність уцільненого ґрунту на ділянці, при поверхневому уцільненні	Не нижче проектної. Допускається зниження щільності скелета ґрунту на 0,05 т/м ³ не більше, ніж у 10% визначень	Те ж або один пункт на 300 м ² площі з вимірами в межах всієї уцільненої товщі через 0,25 м за глибиною при товщині уцільненого шару до 1 м і через 0,5 м при його більшій товщині
Середня по ділянці, щільність сухого ґрунту при зведенні подушок	Допускається зниження щільності на 0,05 т/м ³ не більше, ніж в 10% визначень	Те ж, один пункт на 300 м ² площі подушки, не менше трьох вимірювань у кожному шарі
Щільність пісків при віброуцільненні	Допускається зниження щільності на 0,05 т/м ³ не більше, ніж в 10% визначень	Дослідний, одне визначення на 500 м ² уцільненої площі

За Е.К. Кузахметовою [102] особливостями штучної структури ґрунту насипів є багатокомпонентність і наявність агрегатів різних розмірів. Характер отриманих властивостей ґрунтових композицій, їх стабільність чи змінність з

часом у споруді визначає оптимальність пакування агрегатів, їх розміри, міцність й ін. Деформації в робочому шарі та на «узбіччях» виникають при доущільненні ґрунту, втраті ним міцності при перезволоженні, особливо для насипу з неоднорідних ґрунтів. На відкосах можлива місцева втрата стійкості.

Відомі й кілька досліджень [92, 95, 188] формування наведеного анізотропного середовища при ущільненні ґрунту, в т.ч. піску, подушок.

Однак, загальним недоліком норм з проектування та зведення подушок є відсутність вимог до визначень механічних властивостей ущільнених ґрунтів. Механічні параметри ґрунту подушок, що зумовлюють їх стисливість і міцність, знаходять за лабораторними та польовими випробуваннями [17, 59, 63, 64, 76, 78, 116, 119, 122, 149, 151, 163, 175, 189, 212, 231, 235, 259].

1.4.4. Лабораторні методи прогнозування ущільнення ґрунтів

Лабораторні методи стандартного ущільнення ґрунтів розроблялись ще з 30-тих років ХХ сторіччя. Вони спрямовані на прогнозування ρ_{dmax} і w_o для конкретного ґрунту ще до початку його польового ущільнення. Сучасні норми використовують стандартний метод ущільнення в приладах СоюздорНДІ (для ґрунтів, у яких до 5% часток розміром більше 5 мм) або ЦНДІБ (для випробувань ґрунтів, у яких до 5% часток розміром більше 2 мм) [76, 88].

Для цього спершу визначають гранулометричний склад ґрунту, щільність частинок, межі пластичності, природну вологість, вміст органічної речовини. Якщо ґрунти неоднорідні [187], лабораторні дослідження виконують на зразках, характерних для всього масиву. Коли ж неможливо виділити головну складову та відібрати зразки характерного складу, лабораторні дослідження не виконують, адже отримані дані не будуть характеризувати весь масив.

Ґрунт ущільнюють 4-6 разів, систематично збільшуючи вологість [76, 88]. Ущільнення починають при вологості, дещо більшій за вологість у повітряно-сухому стані, але яка відрізняється до 8-10% від w_o , яку приймають для: пісків – 8-13%; супісків – 9-15%; суглинків – 12-22%; глин – 16-26%. У приладі СоюздорНДІ ущільнення виконують послідовно в 3 шари. Кожний з них ущільнюють ударами вантажу масою 2,5 кг з висоти 300 мм. Кількість ударів призначають залежно від виду ґрунту. Якщо використовують прилад ЦНДІБ, ущільнюють одночасно весь зразок ґрунту, котрий закладають у кільце, і насадку 5 шарами з ущільненням кожного з шарів уручну пестиком.

Вологість ущільненого ґрунту визначають відбором проб (15-20 г) з верхньої, середньої, нижньої частин зразка. Після визначення щільності й вологості розраховують ρ_d , будують криву ущільнення (рис. 1.13). Оптимальна вологість w_o відповідає максимальному значенню ρ_{dmax} .

Та стандартним методом подеколи неможливо досягти проектних значень ρ_{dmax} , що за В.І. Коваленком [76] призводить до нераціонального використання міцності ґрунтів і можливостей ущільнювачів. Неможливо дослідити й сам процес зміни характеристик ґрунту в процесі ущільнення.

Порівняно зі стандартним динамічним методом ПолтНТУ [76, 78, 88] дозволяє дослідити в приладі МДУ-1 закономірності зміни питомого об'єму сухого ґрунту при ущільненні й визначити оптимальні характеристики з умови, коли всю прикладену роботу ефективно використовують для ущільнення ґрунту.

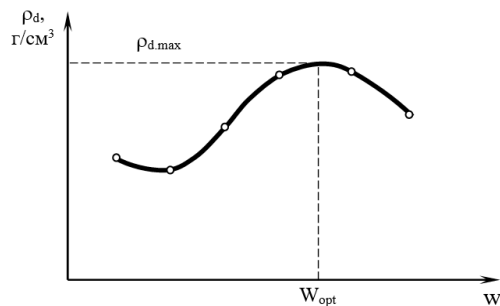


Рис. 1.13 – Крива стандартного ущільнення

В СоюздорНДІ створено й метод підготовки зразків із заданою вологістю-щільністю. В навіску роздрібненого ґрунту додають розраховану кількість води. Після ретельного перемішування пасти нею заповнюють кільце, в якому досліджують ґрунт. Зразок пресом доводять до заданої щільності. Порівнянням методу з іншими доведено, що пресуванням моделюється вихідна структура ґрунту в насипу, його стан до початку процесу можливих деформацій.

З порівняння іноземних [224, 231, 287, 288] і вітчизняних стандартних методів ущільнення ґрунтів проф. В.Д. Казарновський [82] зробив висновок про їх принципову близькість, особливо щодо тестів Проктора (ASTM D 698-91, ASTM D 1557-91) і Д'єстерського методу. За AASHTO T 272-95 оптимальні параметри ущільнення при випробуванні зразка визначають за, так званим, графіком «родина кривих – одноточковий метод Проктора» (в комбінації з пенетрацією ґрунту [258, 287]). За американським стандартом T180-93 діаметр зразка, маса вантажу, число ударів, товщина і кількість шарів залежить від максимального розміру частинок. За Каліфорнійським методом водонасичений зразок випробовують штампом діаметром 5 см, а напруження виміряють при його осіданні 2,5 і 5 мм. Їх порівнюють з еталонними величинами 7 і 10,5 МПа, а зіставленням отримують «коефіцієнт несучої здатності» («число CBR»).

Таким чином, загальна проблема нормативних лабораторних методів прогнозування ущільнення ґрунтів полягає в їх відставанні від можливостей сучасної ущільнюючої техніки, бо при збільшенні питомої енергії ущільнення величини оптимальної вологості й коефіцієнта ущільнення значно змінюються.

1.4.5. Недоліки польового контролю якості ущільнення ґрунтів

Польові дослідження характеристик ґрунтів значно дорожчі та трудомісткі порівняно з лабораторними, й забезпечують більшу достовірність і відповідність стану ґрунту в складі насипу. Особливо для малозв'язних ґрунтів вони часто є єдиним коректним способом отримання значень механічних властивостей [10].

Зокрема, оптимальні параметри ущільнення досліджують як мінімум на 3 ділянках шириною 5-6 м і довжиною 40-50 м. На одній ґрунт природної вологості розрівнюють бульдозером товщиною 40-50 см. На другій – ґрунт дозволюють поливальною машиною, а на третій – ґрунт підсушують. Кожну ділянку за довжиною ділять на 4 карти, з яких на глибині 10–15 см у кільця відбирають ґрунт для отримання ρ_d і w і пенетрації. З карти до укочування беруть по 3 зразки для визначення ρ_d і w , тобто, до ущільнення і після кожного

контрольного проходу мають 12 проб для статистичної обробки. Дослідне укочування виконують безпосередньо робочим механізмом. Будують графіки залежності питомого об'єму сухого ґрунту від логарифму кількості проходів котка для кожної карти за методом динамічного ущільнення [76, 78, 88].

При улаштуванні подушок здійснюють систематичний контроль проектних параметрів [64, 76, 91, 98, 102, 119, 130, 142, 158, 163, 187, 204, 224]: 1) стан підстильного шару; 2) вид і стан матеріалу подушки; 3) товщину шарів ґрунту, що відсипають; 4) вологість цього ґрунту; 5) характеристики та режими роботи механізмів; 6) кількість проходів механізмів; 7) коефіцієнт ущільнення ґрунту.

Якість ущільнення ґрунтів подушки визначають за ρ_d і w методами [98, 149, 224, 258]: 1) ріжучих кілець; 2) пенетрації та обертального зрізу, статичного (динамічного) зондування; 3) радіоізотропним, що враховує зміну щільності гама-променів у ґрунті; 4) нейтронним, що враховує уповільнення руху нейтронів при розсіюванні атомів водню; 5) сейсмоакустичним (через різну швидкість пружних хвиль у пухких і щільних ґрунтах).

Найбільш поширено контроль якості ущільнення глинистих і піщаних ґрунтів відбором зразків для визначення їх щільності й вологості методом ріжучих кілець [58, 59, 76, 119, 191]. Для ґрунтів з включеннями крупних фракцій його модифікація отримала назву «лунковий» метод відбору зразків.

При укочуванні шарів [64, 98, 163, 187, 231] контролюють лише фізичні властивості ґрунту. По 3 зразки вирізають кільцями в одній точці на кожні 300 м² (табл. 1.4). Середні величини ρ_d (k_s) мають бути проектними, а зменшення не може перевищувати 0,05 г/см³ у не більш, ніж 10% проб від їх загальної кількості, хоча проект може містити й лабораторне і (чи) польове дослідне ущільнення ґрунтів. З практики [82, 102, 112] для ґрунтів оптимальної вологості $k_s=0,92-0,98$ забезпечує стабільність насипу потужністю до 12 м. До речі, в Німеччині та США для ґрунту «робочого» шару $k_s=0,93-1,01$ [82, 231].

Метод ріжучих кілець – трудомісткий і не дозволяє оперативно визначити ρ_d (k_s) й коригувати процес робіт, а експрес-методи поки не достатньо точні. Тому доцільно поєднувати ці методи [149]. До того ж оцінка якості ущільнення лише за фізичними властивостями ґрунту може призвести до хибних висновків.

Модуль деформації ґрунту для відібраних у ріжучі кільця зразків звичайно визначають у компресійних приладах, а кут внутрішнього тертя та питоме зчеплення – в приладах одноплощинного зрушення [94, 131].

Для насипів з великоуламкових ґрунтів за В.Д. Казарновським [82, 83] найдостовірнішим методом контролю ущільнення є штампіві випробування.

Отже, загальним недоліком норм з проектування та зведення подушок є відсутність вимог до визначень механічних властивостей ущільнених ґрунтів.

1.4.6. Проблеми нормативної бази проектування та улаштування штучних основ

М.В. Корнієнко [91] наголошує на недоліках [64, 120, 163] ґрунтових подушок при існуючій нормативній базі проектування: 1) невідповідність розмірів подушок, підготовок, насипів вимогам норм; 2) невідповідність даних

вишукувань показників ґрунтів підстильного шару; 3) порушення технології влаштування основ (матеріал насипу; відхилення товщини шарів; невідповідність прийнятих механізмів параметрам ущільнення (маса котка, принцип його дії, кількість проходів); перевищення швидкості ущільнення); 4) неврахування довантаження природної основи насипом; 5) підтоплення підстильних шарів; 6) неврахування формування подушок зрізкою та насипом. Проекти вимагають зведення подушок як суцільних масивів однакової міцності та деформативності з контролем підстильного шару як слабкого. Такий підхід призводить до перевитрат енергії на ущільнення. М.В. Корнієнко пропонує: в рівні $0,25b$ (де b – ширина подошви фундаменту) за глибиною призначати щільність скелета ґрунту $\rho_d=1,65 - 1,75$ г/см³, а в нижній частині подушки – $\rho_d=1,55 - 1,65$ г/см³. Середня зона має проміжні величини ρ_d [91].

Ще одна проблема полягає у тому, що методика стандартного ущільнення, складена у 30-ті роки минулого сторіччя, відстала від можливостей сучасної ущільнюючої техніки [88, 91, 262, 292, 299]. При збільшенні питомої енергії ущільнення величини w_0 та k_s значно змінюються. Згідно з дослідями В.І. Коваленка [88] спостерігається залежність w_0 та ρ_d^{\max} від ударного навантаження чи логарифму роботи удару. Таким чином, існує необхідність підвищувати питому енергію ущільнення в лабораторних дослідах відповідно до рівня техніки.

Оцінка якості ущільнення ґрунту лише за ρ_d чи k_s може призвести до хибних висновків. Тому є сенс у комплексних дослідженнях ґрунтів. Зокрема, статичним і динамічним зондуванням [15, 76, 91, 154] контролювати якість ущільнення за глибиною та на ділянках, де дослідне ущільнення ускладнене. Для контролю якості також раціональними є пенетраційні випробовування [15, 76, 154, 212, 263] та обертальним зрізом приладами з лопастями [155], що зменшують трудомісткість і дають можливість за рівняннями взаємозв'язку В.Ф. Разорьонова [149] спрогнозувати механічні характеристики (φ , c , E) ґрунту.

Для насипів з великоуламкових ґрунтів за В.Д. Казарновським [82, 83] найкращим методом контролю ущільнення є штампові дослідження. За критерій приймають момент стабілізації величини модуля деформації.

Підхід до проектування штучних основ у світі суттєво не відрізняється від існуючого в Україні. Нормується щільність скелета ґрунту, еталонну величину якої визначають для кожного виду ґрунту в лабораторії тестом Проктора (ASTM D 698-91) і його модифікацією (ASTM D 1557-91), принцип яких не відрізняється від методу ГОСТ 22733-77. Порівняння параметрів методів зведені у табл. 1.5. Аналіз норм з ущільнення ґрунту показує, що якщо не враховувати вимоги до щільності верхнього шару товщиною 0,2 м у США та Німеччині, то ступінь ущільнення в «робочому» шарі коливається $0,93 \leq k_s \leq 1,01$. Норми України та Росії – одні з жорсткіших (після Фінляндії) [84].

Дослідження ущільнення ґрунту веде до модифікації методів нормування його характеристик. Так згідно з AASHTO T 272-95 використовується графічний метод визначення оптимальних параметрів ущільнення за «Родиною кривих – одноточковий метод Проктора» при випробуванні лише одного зразка. На практиці його використовують у комбінації з польовим випробовуванням ґрунту

пенетрометром [287]. У США за стандартом T180-93 діаметр зразка, вага вантажу, число і товщина шарів, кількість ударів залежить від максимального розміру частинок. Відомий Дьєтерський метод, принцип дії якого схожий до стандартного [84, 285]. Згідно з популярним Каліфорнійським методом капілярно водонасичений зразок випробовують штампами діаметром 5 см. Напруження виміряють при осіданні штампа 2,5 і 5 мм і порівнюють з величинами, що відповідають «каліфорнійському ґрунту» (7 і 10,5 МПа). У результаті зіставлення отримується коефіцієнт несучої здатності (число CBR) [84].

Таблиця 1.5 – Параметри лабораторних методів ущільнення ґрунту

Параметри	Значення параметрів по методиці		
	ASTM D 698-91	ASTM D 1557-91	ГОСТ 22733-77
Внутрішній діаметр форми, мм	102	102	100
Висота форми, мм	116	116	127
Об'єм форми, см ³	944	944	1000
Маса вантажу, кг	2,5	4,5	2,5
Висота падіння, мм	300	457	300
Діаметр контакту при ударі, мм	51	51	100
Кількість шарів	3	5	3
Число ударів на шар	25	25	40
Питома енергія ущільнення, Дж/см ³	0,6	2,7	0,9

Всі вище перераховані методики мають ряд недоліків: велику трудомісткість, значну собівартість польових і лабораторних досліджень, погрішності із-за недостатності об'єму відібраних зразків і невідповідності умов, в яких вони досліджуються, природним тощо. Тому з'явилися нові, наприклад, методи радіоізотопного контролю щільності та вологості ґрунту. Вони базуються на закономірностях взаємодії гама- і нейтронного випромінювання (ГОСТ 23061-90) [154, 287]. У середині 1990-х з'явилися прилади, що базуються на вимірюванні діелектричної проникності ґрунту [154, 224]. Певної популярності при зведенні геотехнічних споруд набув метод польового сейсмічного контролю [154].

Виникають нові завдання проектування подушок і забезпечення контролю якості їх улаштування [82]. Слід продовжити вивчення особливостей використання відходів промисловості в якості матеріалу штучних основ і дослідити особливості впливу технологічних параметрів на їх ущільнення. Невирішена й проблема впливу мінливості властивостей матеріалу подушок на їх розрахунок, яку неможливо розв'язати без оцінювання неоднорідності ущільнених ґрунтів.

Отже, створення імовірнісних моделей для розрахунку основ за граничними станами є актуальним завданням проектування [72, 75, 105, 179, 278, 284, 290, 296, 301]. При розробленні цих методик слід зважати на те, що норми розрахунку геотехнічних споруд [50, 154, 158, 163] зорієнтовані на застосування детермінованих, частково-однорідних моделей основи. В якості вихідних параметрів розрахунку, що описують властивості ґрунтів, використовуються «дійсні» (середні) у розрахунковій області значення характеристик, які через обмеженість інформації наближені. Можливо отримати лише нормативні

(очікувані) та розрахункові значення, що задаються з визначеною ймовірністю границі [137, 154, 158, 163, 231]. Такі межі приймають для забезпечення надійності проектного рішення [65, 296], та самі по собі вони кількісно не оцінюють рівень надійності.

1.5. Питання встановлення взаємозв'язку фізичних і механічних характеристик ґрунтів при проектуванні штучних основ

Визначення механічних характеристик ущільнених ґрунтів подушок у достатньому для їх проектування об'ємі пов'язано зі значними витратами часу і матеріальних ресурсів. Однак, встановлено [76, 82, 99, 102, 149, 252], що між показниками механічних властивостей і фізичного стану ґрунтів за певних умов можуть бути отримані кореляційні чи навіть функціональні залежності.

Норми [64, 163, 175] для попередніх розрахунків основ і розрахунків основ будівель і споруд II й III класу дозволяють визначати величини характеристик міцності та деформативності ґрунтів за їх фізичними показниками (для пісків за гранулометричним складом і коефіцієнтом пористості e , а глинистих ґрунтів за показником текучості I_L та коефіцієнтом пористості). Величини параметрів приймають у розрахунках, ділячи їх на коефіцієнт надійності: за деформаціями $\gamma_g=1$; за несучою здатністю для питомого зчеплення $\gamma_g=1,5$, кута внутрішнього тертя піску $\gamma_g=1,1$, кута внутрішнього тертя глинистого ґрунту $\gamma_g=1,15$.

При проектуванні великої кількості об'єктів в умовах відносно однакових нашарувань ґрунту (матеріалу подушок) є певний досвід, зокрема для наливних пісків – геотехніками КНУБА (С.А. Слюсаренко та ін.) [158], насипних пісків – мінськими фахівцями (В.Ю. Сеськов) [155], великоуламкових матеріалів подушок – науковцями ОДАБА (В.М. Пивонос) [140], та ін. (Б.І. Баликов [10], О.В. Пілягін [175], А.В. Яковлєв [76, 212], Н. Ко, А. Кулєв, S. Miura) розробки таблиць орієнтовних значень E , φ і c для ґрунтів даного регіону. Їх найчастіше складають для пісків залежно від гранулометричного складу та коефіцієнта пористості ґрунту, а для глинистих ґрунтів – залежно від їх назв, I_L й e . Збільшення e піщаного чи глинистого ґрунту при інших рівних умовах обов'язково викликає зниження його міцності та підвищення деформативності. Відповідно зростання w чи I_L глинистого ґрунту веде до того ж результату.

Для розрахунків стійкості насипів з ущільненого ґрунту Е.К. Кузахметова [102] призначає величини c й φ через відносні коефіцієнти зчеплення k_c та кута внутрішнього тертя k_φ при відповідному показнику текучості (I_L):

$$k_c = c_i / c_{поч} ; \quad (1.4)$$

$$k_\varphi = \varphi_i / \varphi_{поч} , \quad (1.5)$$

де c_i , φ_i – питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя для певної величини показника текучості; $c_{поч}$, $\varphi_{поч}$ – те ж в початковому стані ґрунту ($I_L = 0$).

Для ущільнених лесованих суглинків К.Ш. Шадунц під керівництвом проф. М.Н. Гольдштейна [59] встановив суттєве зростання питомого зчеплення при незмінному куті внутрішнього тертя зі збільшенням щільності ґрунту.

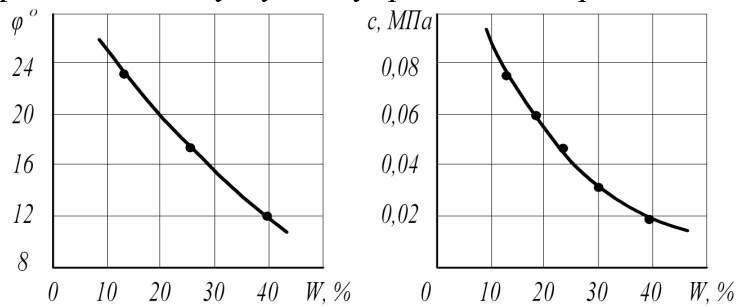


Рис. 1.14 – Залежність кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення \tilde{n} від вологості W (за М.М. Масловим [119])

За М.М. Масловим [119] зменшення щільності й збільшення вологості ґрунту при незавершній консолідації веде до зменшення φ та c (рис. 1.14).

Ще в 1948 р. проф. М.М. Герсєванов показав, що між коефіцієнтом пористості e та логарифмом граничного опору зрушенню $lg\tau$ існує

лінійна залежність. Аналогічний висновок і для компресійних залежностей.

Та найбільш повно це питання вирішено науковою школою, заснованою В.Ф. Разорьоновим [26, 76, 149, 212, 302]: Ю.Й. Великодний, Г.В. Жорнік, В.Г. Забара, М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, І.Н. Скриль, В.Г. Хілобок, В.Д. Шитов, А.В. Яковлєв. Для зв'язних ґрунтів порушеної структури в умовах їх повного водонасичення на базі пенетраційних випробувань встановлена залежність:

$$W_i = W_0 - 1/r_0 \cdot \lg R_i/R_0, \quad (1.6)$$

де W_i і W_0 – значення повної вологомiсткості ґрунту, що відповідають двом значенням коефіцієнта пористості ґрунту e_i та e_0 ; R_i – питомий опір пенетрації водонасиченого ґрунту з коефіцієнтом пористості e_i ; $R_0=1$ – для прийнятої розмірності R_i (кПа, МПа) (виходячи з цієї передумови встановлюють величину e_0); $1/r_0$ – кутовий коефіцієнт лінійної залежності в координатах « $W - \lg R$ ».

Взаємозв'язок між фізичними і механічними параметрами за умов трифазного стану глинистих ґрунтів, враховує коефіцієнт водонасичення S_r . Рівняння розрахункової схеми має вигляд

$$W_i \cdot L_0 = W - 1/r_0 \cdot \lg R_i/R_0, \quad (1.7)$$

де L_0 – функція водонасичення, яка дорівнює

$$L_0 = 1 + (1/S_r - 1) \cdot \frac{1/r_0}{1/r}, \quad (1.8)$$

де $1/r$ – кутовий коефіцієнт лінійної залежності для $S_r < 1$ (при цьому $W_i = const$).

Розрахункова схема взаємозв'язку ґрунтів за умов природної структури аналогічна. При розв'язанні задач встановлення взаємозв'язку між фізичними і механічними властивостями трифазного стану ґрунту природної структури необхідно визначити такі індикаційні ознаки – вільний член і два кутових коефіцієнти умовних лінійних рівнянь. Рівняння взаємозв'язку має вигляд:

$$\lg(R/R_0) = W_R \frac{1}{e_0} + \frac{\rho_w}{\rho_s} \cdot \frac{1 - M_{kpf}}{1/e_0} - W \frac{M_{kpf}}{1/e_0} - \frac{\rho_w}{\rho_d} \cdot \frac{M_{kpf}}{1/e_0}, \quad (1.9)$$

де W_R – вологість водонасиченого ґрунту при $R_0=1$ МПа; $M_{kpf} = 1 - (1/e_0)/(1/e)$; $1/e_0$ і $1/e$ – кутові коефіцієнти лінійних рівнянь відповідно для випадку повного водонасичення ґрунту та за умови постійної вологості.

Доведено [26, 71, 76, 78, 88, 149, 212], що на індикаційні показники виразу (1.9) впливає число пластичності, мінералогічний склад глинистої складової, гранулометричний склад і мінералогія грубодисперсної складової.

Умова встановлення взаємозв'язку між фізичними (W , e) і механічними параметрами ґрунту (R , φ , c , E) – накопичення даних випробувань визначення цих характеристик з відносно постійним числом пластичності й однорідних генетично [76, 149, 212, 302]. Визначення коефіцієнтів рівнянь взаємозв'язку за кожним масивом дослідних даних звичайно виконують способом найменших квадратів з розрахунком коефіцієнтів кореляції, варіації, похибок вимірів. Отже, для кожного ґрунту можна встановити залежності вигляду:

$$\lg(R/R_0) = A_R - B_R \cdot e - C_R \cdot W; \quad (1.10)$$

$$\lg(E/E_0) = A_E - B_E \cdot e - C_E \cdot W; \quad (1.11)$$

$$\lg(c/c_0) = A_c - B_c \cdot e - C_c \cdot W; \quad (1.12)$$

$$\lg(\operatorname{tg}\varphi/\operatorname{tg}\varphi_0) = A_\varphi - B_\varphi \cdot e - C_\varphi \cdot W, \quad (1.13)$$

де R_0 , E_0 , c_0 , $\operatorname{tg}\varphi_0$ – значення, що дорівнюють одиниці вибраної розмірності. Коефіцієнти A , B , C є функціями індикаційних ознак ґрунту: $1/e_0$, $1/e$, W_R .

Маючи для певного різновиду ґрунту рівняння (1.10–1.13), можливо для нього встановити наступні залежності:

$$\lg(E/E_0) = A_E - (B_E/B_R)A_R - W(C_E - (B_E/B_R)C_R) - (B_E/B_R)\lg(R/R_0); \quad (1.14)$$

$$\lg(c/c_0) = A_c - (B_c/B_R)A_R - W(C_c - (B_c/B_R)C_R) - (B_c/B_R)\lg(R/R_0); \quad (1.15)$$

$$\lg(\operatorname{tg}\varphi/\operatorname{tg}\varphi_0) = A_\varphi - (B_\varphi/B_R)A_R - W(C_\varphi - (B_\varphi/B_R)C_R) - (B_\varphi/B_R)\lg(R/R_0). \quad (1.16)$$

За рівняннями взаємозв'язку вирішують практичні задачі визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів. Маючи вирази (1.10 – 1.13) для певного різновиду ґрунту, за відомими значеннями e та W однозначно встановлюють відповідні величини: R ; E ; c ; φ . Використовуючи залежності (1.10 – 1.16) за значеннями W і R , у будь-якій точці масиву однозначно визначають необхідні механічні властивості ґрунту: E , c , φ . Метод застосовано М.Л. Зоценком і його учнями при дослідженні ущільнених зон фундаментів та штучних основ і підготовці вихідних даних для моделювання їх роботи МСЕ.

Приклад апробації методу – прогнозування М.Л. Зоценком і І.А. Єрмакової [71, 78] мінливості механічних характеристик суміші (70% хвостів і 30% суглинку, див. п. 1.2) при зміні її фізичного стану в широкому діапазоні вологості та щільності. Результати досліджень оброблялися за допомогою методики багатofакторного аналізу. В підсумку отримані кореляційні рівняння взаємозв'язку між механічними і фізичними властивостями суміші:

$$\lg \frac{E}{E_0} = 7,652 - 10,792 \cdot W - 7,897 \cdot \frac{1}{\rho_d}, \text{ МПа} \quad (1.17)$$

(при критерії Фішера $k_f=1,025$ та коефіцієнті кореляції $r = 0,924$);

$$\lg \frac{c}{c_0} = 9,706 - 14,662 \cdot W - 9,582 \cdot \frac{1}{\rho_d}, \text{ кПа} \quad (\text{при } k_f=1,092 \text{ та } r = 0,949); \quad (1.18)$$

$$\lg \frac{\varphi}{\varphi_0} = 2,074 - 1,363 \cdot W - 0,517 \cdot \frac{1}{\rho_d}, \text{ град.} \quad (\text{при } k_f=1,547 \text{ та } r = 0,801). \quad (1.19)$$

З багатofакторного аналізу отримане рівняння взаємозв'язку між кількістю ударів вантажу, вологістю та питомим об'ємом сухої суміші у вигляді

$$\lg \frac{n}{n_0} = 8,467 - 13,295W - 8,748 \cdot \frac{1}{\rho_d}, \quad (1.20)$$

де $n_0=1$ (при $k_f=1,107$ та $r=0,948$). Отже, встановлено надійний взаємозв'язок між кількістю ударів вантажу, вологістю та питомим об'ємом сухого ґрунту.

На рис. 1.12, а наведені графіки ущільнення суміші рівнобарабанним котком зі статичним тиском $\sigma = 0,12$ МПа, які характеризують залежність питомого об'єму скелету суміші від логарифму кількості проходів котка одним слідом за постійної вологості суміші $W = const$. Простежується тісне розміщення дослідних точок біля осереднювальних прямих. При кожній вологості суміші досить виразно зафіксовані всі три фази її ущільнення [71, 78].

На рис. 1.12, в подано номограму укочення суміші для визначення її оптимальної вологості та мінімального питомого об'єму скелету. Номограма зв'язує питомий об'єм скелету, вологість, кількість проходів котка і дозволяє розрахувати кількість проходів для досягнення проектного питомого об'єму скелету суміші при відомій вологості, чи визначити, на які кінцеві результати слід розраховувати при заданій кількості проходів котка. Лінія $S_r=0,8$ є межею ефективного ущільнення для всіх вологостей. За точкою перетину лінії $S_r=0,8$ з прямою, що характеризує завершення основної фази ущільнення суміші при вологостях, менших оптимальної, визначають $w_0=0,188$ і мінімальний питомий об'єм скелету $1/\rho_{dmax}=0,54 \text{ см}^3/\text{г}$ ($\rho_{dmax} = 1,85 \text{ г/см}^3$). З рис. 1.12, в видно, що кожній кількості проходів котка відповідає своє мінімально можливе значення питомого об'єму скелету, що досягають при відповідному значенні вологості, тобто, підтверджено закономірність динамічного ущільнення про залежність оптимальних параметрів ущільнення від кількості роботи ущільнювача [71, 78].

Урахування зміни щільності (дилатансії) піску в процесі зрушення (з вітчизняних геотехніків це питання глибоко дослідив А.М. Рижов [151]) показує особливості взаємозв'язку кута внутрішнього тертя зі щільністю та напруженим станом при рівних умовах випробувань. На рис. 1.15 подана лінійна залежність кута φ від кінцевої щільності D_k . Встановлено, що кут φ лінійно зменшується зі збільшенням напруженого стану ґрунту. Особливо це характерно для мілкового піску, де тиск σ від 0,05 до 1,6 МПа. Отже, одному й тому значенню ρ_d за різних

величин тиску відповідають різні значення φ . Визначення кута внутрішнього тертя піску за кінцевою щільністю полягає у знаходженні φ і ρ , що відповідають максимальному опору ґрунту зрушенню. Визначення міцності піску за початковою щільністю полягає у зменшенні (для недоушільнених пісків) чи збільшенні (для переушільнених) напруження зрушення до величини, що відповідає опору зрушення піску при початковій щільності.

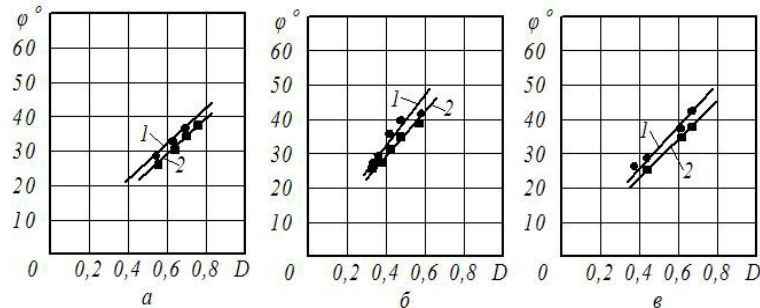


Рис. 1.15 – Залежність кута внутрішнього тертя φ від кінцевої щільності D_k піска: 1 – повітряно-сухого; 2 – водонасиченого; а – мілкокого; б – крупного; в – пилуватого

За експериментальними даними це можливо шляхом введення до рівняння Кулона-Мора коефіцієнта відношення початкової і кінцевої відносних щільностей ґрунту перед і після зрушення D_n / D_k . Щодо параметрів міцності ґрунту споруд доцільно визначати значення кута внутрішнього тертя за D_k .

На значення кута внутрішнього тертя незв'язних ґрунтів при урахуванні зміни їх щільності в процесі зрушення впливає коефіцієнт водонасичення, гранулометричний склад і напружений стан ґрунту [151].

Дослідно доведено й те, що зі зростанням напруженого стану при одному і тому ж значенні щільності модуль деформації збільшується. На його величину впливає щільність ґрунту, його вологість, рівень напруженого стану [151].

Отже, залежності між фізичними і механічними властивостями розкривних малозв'язних порід (піски різної крупності, в т.ч. з глинистими домішками) не досліджувались. Тобто, проектувальник не має інформації про механічні параметри цих порід в ущільненому стані без додаткових досліджень.

Тому для практики проектування піщаних подушок актуально дослідити залежність між фізичними (гранулометричний склад, глинисті домішки, щільність скелету ґрунту ρ_d , вологість w) і механічними (E ; φ ; c) характеристиками ущільнених розкривних порід у складі подушки.

Важливим є питання впливу на механічні характеристики ущільнених ґрунтів технологічних параметрів ущільнюючих механізмів (параметри і режим механізму; кількість проходів за слідом; початкова товщина шару).

1.6. Моделювання поверхневого ущільнення ґрунтових масивів

Крім аналітичних рішень при проектуванні подушок є сенс користуватись МСЕ, що найбільш підходить для задач з розвинуеною неоднорідністю міцності.

Перевагами МСЕ є: простота отримання конкретних рішень за програмою; можливість згущення сітки СЕ, де очікують високі градієнти параметра, що досліджують; можливість реалізації в програмах довільних механічних властивостей ґрунту, будь-якої послідовності навантаження; можливість оцінки сумісної роботи основ і фундаментів без поділу на незалежні розрахунки за несучою здатністю та деформаціями. Ґрунт описують переважно моделями пружно-пластичного середовища, теорії пластичної текучості й концепції їх критичного стану. Проблемним, але й перспективним напрямом підвищення точності розрахунків є урахування параметрів областей (шарів) ґрунту з наведеними характеристиками. За підходом до їх урахування при моделюванні МСЕ НДС штучних основ фундаментів доцільно виділити групи методик [21, 61, 76, 87, 125, 132, 135, 141, 195, 196, 198, 246, 251, 271].

За методами першої групи: 1 – НДБК (С.М. Клепиков, І.В. Матвеев) [86], – параметри штучних основ ураховують коефіцієнтами жорсткості, що визначають за площею передачі навантаження як для умовного фундаменту.

Добре апробовані програмні продукти другої групи: 2 – О.К. Бугрова [21, 23, 143]; 3 – О.В. Пілягіна [141], 4 – О.О. Петракова, 5 – Д.М. Шапіро [76, 195], 6 – М.Л. Зоценка [76], 7 – С.Ф. Клованича [87], 8 – В.М. Уліцького, О.Г. Шашкіна, К.Г. Шашкіна, 9 – І.П. Бойка, 10 – комплексів PLAXIS; 11 – Ansys [187] та ін. (DIANA, FLAC) [76, 198], – в яких наведені параметри ґрунту задають їх окремим шарам (прошаркам, областям). Так у програмі «Геомеханіка» (метод 3) реалізовано МСЕ з використанням процедури початкових напружень для плоскої та вісесиметричної задач. Ґрунт розглядають як ідеально пружно-пластичне середовище з граничною поверхнею Мора–Кулона, що підлягає асоційованому закону пластичної течії.

Програма VSEM (метод 4) базується на рішенні змішаної пружно-пластичної задачі у вісесиметричній постановці. Фізичні рівняння прийняті з припущення пружної роботи ґрунту аж до руйнування за умовою міцності Кулона–Мора. СЕ – континуальні кільцеві просторові трикутного перерізу. За програмою «УПРОС» (метод 5) НДС основ імітують за вісесиметричним чи плоским рішенням змішаної пружно-пластичної задачі (безперешкодна деформація при розтягненні; зрушення з дилатансією при складному НС за рівняннями Мора–Кулона, Мізеса–Шлейхера–Боткіна, неасоційованим законом течії; зрушення за заданою поверхнею). Разом з МСЕ процедурна основа – методи початкових напружень і деформацій. СЕ – плоскі трикутники, прямокутники; призми і вісесиметричні кільця трикутного перерізу. Для урахування зміцнення основи параметри міцності для центрів СЕ визначають з урахуванням коефіцієнтів k_ϕ і k_c , що є функціями співвідношення середніх напружень у центрах СЕ від нормативного навантаження до реконструкції та аналогічної складової $p(R)_{cp}$ у складі розрахункового опору R . У методі 6 інтерпретують рівняння взаємозв'язку фізичних (w ; e) і механічних (питомий опір penetрації R , ϕ , c , E) властивостей ґрунтів за даними зондування чи penetрації. Умовою його встановлення є накопичення визначень характеристик ґрунтів з відносно постійним числом пластичності та однорідних генетично. З цих виразів за w і R у будь-якій точці основи визначають механічні властивості

грунту. Комплекс «Concord» (метод 7) базується на деформаційній моделі ґрунту та шагово-ітераційному методі Ньютона-Канторовича.

У програмі FEM-models (метод 8), створеній петербурзькими фахівцями для рішення просторових геотехнічних задач перш за все для слабких ґрунтів, закладено модифіковану модель зміцнення середовища, яка дозволяє врахувати відсутність початкової зони пружних деформацій зрушення, що не фіксується в експериментах у слабких ґрунтів. У методі 9 параметри ущільненого ґрунту приймають за кореляційними залежностями між градієнтом ущільнення і властивостями ґрунтів. Реалізовано рішення пружно-пластичної задачі у вісесиметричній і трьохвимірній постановці. Для опису деформування ґрунту використано неасоційований закон пластичної течії, модифікований критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, співвідношення дилатансії В.М. Ніколаєвського.

У комплексі PLAXIS (метод 10) є можливість вибору цілого ряду моделей ґрунту від однорідного напівпростору, що деформується лінійно, й до моделі м'якого ґрунту Cap-model і модель П. Вермейера зміцнення ґрунту. Як показало порівняння числових досліджень з натурними, спроби ввести в розрахунки показники ущільненого ґрунту інколи призводить до непевних результатів, бо з прикладанням навантаження швидко починають розвиватися зони пластичних деформацій, і відбувається значне випирання ґрунту до верхньої межі напівпростору, а в підсумку картина, що отримувана, відрізняється від дійсної.

Заслуговують на увагу підсумки оцінювання НДС подушок, отримані науковцями ПолтНТУ [187] у комплексі Ansys (метод 11), при застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунту із залученням імітаційного моделювання методом Монте-Карло. При врахуванні експериментально встановлених законів розподілу випадкових величин фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів подушки встановлено статистичні параметри й закон розподілу осідань фундаментів та їх відносної нерівномірності. За ними отримано ймовірність відмови подушок.

Загальна проблема методів другої групи – трудомісткість призначення вихідних наведених характеристик ґрунту в СЕ розрахункової області.

Можливість одержання наведених параметрів ущільнених ґрунтів, у т. ч. подушок, відкриває моделювання швидкоплинних процесів (третья група). У цьому напрямі відомими є праці І.В. Ананьєва [4], В.Н. Аптукова й А.О. Бартоломея [125], І.П. Бойка й ін., Г.Г. Болдирєва [17], Ю.Л. Винникова і М.Л. Зоценка [38, 300], М.М. Дубини, С.Ф. Клованича [87], О.О. Петракова та Н.Г. Лобачевої [107], В.М. Парамонова [135], О.М. Трофимчука й ін., В.Г. Шаповала, П.М. Нажі, А.В. Шаповала [196], А. Bakkarі та ін., G. Heibrock та ін. [245], M. Kelm і J. Grabe [250], A. Pak та ін. [270], B. Schrefler та ін., R. Seed і J. Duncan та ін.

Найбільші труднощі числових досліджень пов'язані зі: значною фізичною нелінійністю ґрунтів, у т. ч. через проблеми врахування характеру та швидкості їх навантаження (це ускладнює вибір адекватної моделі механічної поведінки середовища, а звідси і нескладної методики визначення її параметрів); суттєвою геометричною нелінійністю (великі незворотні деформації ґрунтів), через яку реалізацію задач супроводжує значне спотворення сітки СЕ, звідси виникає необхідність її нерегулярної перебудови, що створює технічні труднощі й

підвищує похибки числових рішень; невідомістю подекуди області контакту робочого органа з ґрунтом. Тому рішення, що базуються на традиційній мірі малих деформацій, здебільше непридатні до моделювання швидкоплинних процесів. Тобто, є питання про універсальну методіку моделювання останніх у ґрунтах. Звичайно їх моделюють МСЕ у межах вісесиметричної задачі. Ґрунт представляють однофазним ізотропним пружно-пластичним середовищем.

Розглянемо ряд методів групи 3: 12 – І.В. Ананьєва [4]; 13 – М.М. Дубини; 14 – В.Н. Аптукова та А.О. Бартоломея [125]; 15 – В.М. Парамонова [135]; 16 – Ю.Л. Винникова, М.Л. Зоценка, С.Ф. Клованича [38, 87], – де розроблена можливість одержання наведених характеристик при ущільненні ґрунту. В методі 12 рівняння стану ґрунту прийняті за С.С. Григоряном. СЕ – прямокутні, чотирьохвузлові. Розвиток пластичних деформацій зосереджено під плитою. Далі деформації поширюються на все більший об'єм ґрунту. Через остаточні деформації змінюється щільність скелету ґрунту ρ_d . При природному $\rho_d = 1,46$ г/см³ і зниженні поверхні на 10 см $\rho_d \approx 1,95$ г/см³ на глибині 200 мм під штампом. Ця область обмежена поверхнею контакту й поверхнею, близькою до еліпсоїда обертання. Поблизу краю плити зафіксовано «винос» ґрунту.

Метод 13 досліджує формування геометрії зони навколо індентора та зміни характеристик ґрунту в ній. Властивості ґрунту за А. Gurson описують співвідношеннями теорії пластичності з урахуванням пористості. СЕ – прямокутні, чотирьохвузлові. Область контакту конуса з ґрунтом попередньо невідома. Тому в рішенні застосоване «поточне лагранжеве формулювання задачі»: весь інтервал навантаження розбивають на малі етапи; на початку етапів конфігурацію вважають відомою; після рішення задачі на даному кроці визначають конфігурацію, тензори напруг і деформацій, які відповідають кінцю етапу навантаження. Рівняння, які входять до постановки, лінійні відносно швидкостей, що дозволяє використовувати існуючі програми рішень геометрично нелінійних задач. Результат – поля розподілу пористості. Але можливий випадок, коли мінімальне значення пористості близьке до нуля.

Метод 14 апробовано на витрамбовуванні котлованів. Динамічна пружно-пластична модель урахує нелінійну об'ємну стисливість ґрунту залежно від швидкості деформування і гідростатичного тиску. СЕ – трикутні. У рішенні використано алгоритм явної скінченнорізницевої схеми на нерегулярній лагранжевій сітці з автоматичною перебудовою при розрахунку. Результат – розподіл ущільнення, деформацій і напружень у масиві навколо котловану. Через обмеження в моделі ущільнення ґрунту «граничною» щільністю мінімальна величина його пористості не наближається до нуля, що більше відповідає дослідним даним ніж у методі 13. Для моделювання роботи фундаменту використовують в'язкопластичну модель квазістатичної взаємодії «фундамент – ґрунт» з урахуванням реологічних властивостей ґрунту.

Дослідження за методом 15 [135] впливу механічних властивостей ґрунту на деформування навколишнього ґрунту показали, що розміри області розвитку граничного стану визначає конкуренція параметрів міцності й деформативності ґрунту: при одному й тому ж модулі E розміри області граничного стану тим

вищі, чим нижче опір ґрунту зрушенню; при одному й тому ж опорі зрушенню розміри області граничного стану тим вищі, чим менша стисливість ґрунту. Нещодавно проф. В.М. Парамонов удосконалив свій метод можливістю урахування консолідаційних і реологічних процесів у ґрунтах.

За феноменологічною моделлю ґрунту (метод 1б) в задачах ущільнення масиву враховується як геометрична, так і фізична нелінійність роботи ґрунту, а для наступного стану основи під статичним навантаженням – лише фізична нелінійність. Після першого етапу напруження релаксуються, а наведені параметри ґрунту зберігаються. Особливість моделі за значної геометричної й фізичної нелінійності – опис у явній формі зміни характеристик при незворотних об'ємних деформаціях ґрунту залежно від зміни пористості та швидкості передачі на нього тиску. Особливість моделі за малих деформацій – вони включають лінійну і пластичну складові. Параметри моделі встановлюють стисненням ґрунту в режимі, що відповідає швидкості передачі тиску на основу при її влаштуванні чи експлуатації (дані описують логарифмічною функцією). Співвідношення дотичного і нормального напружень визначають за прямим зрушенням у діапазоні нормальних напружень, аналогічному стисненню.

Для оцінки НДС ґрунту при створенні основ і фундаментів ущільнення та їх наступній роботі створено програмний комплекс «PRIZ-Pile» [38, 76, 87], у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично і геометрично нелінійній постановці. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних СЕ, що мають властивості змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки СЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напруг, наведених характеристик ґрунту на кожному кроці влаштування і навантаження фундаментів. Моделювання зведення чи попередньої роботи фундаментів полягає в завданні переміщень вузлів сітки СЕ з оцінкою НДС масиву. На етапі їх роботи враховується подальше ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування бічної поверхні фундаменту за ґрунтом тощо.

Подушки відносять до класів «Робота (ущільнення) ґрунту без можливості й з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа». Їх створення моделюють завданням вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області. На рис. 1.16 і 1.17 подані дані моделювання [38, 71] укочування суглинків оптимальної вологості, відсипаних шарами по 500 мм, причепним пневмокотком масою 25 т і шириною 350 мм. Деяка різниця між цими даними пояснюється значною неоднорідністю насипного масиву й певною невідповідністю вісесиметричної задачі реальним умовам укочування.

Таким чином, проаналізовані рішення просторових задач МСЕ з використанням пружно-пластичних моделей ґрунту доводять можливість відносно коректного моделювання процесу ущільнення ґрунту укочуванням.

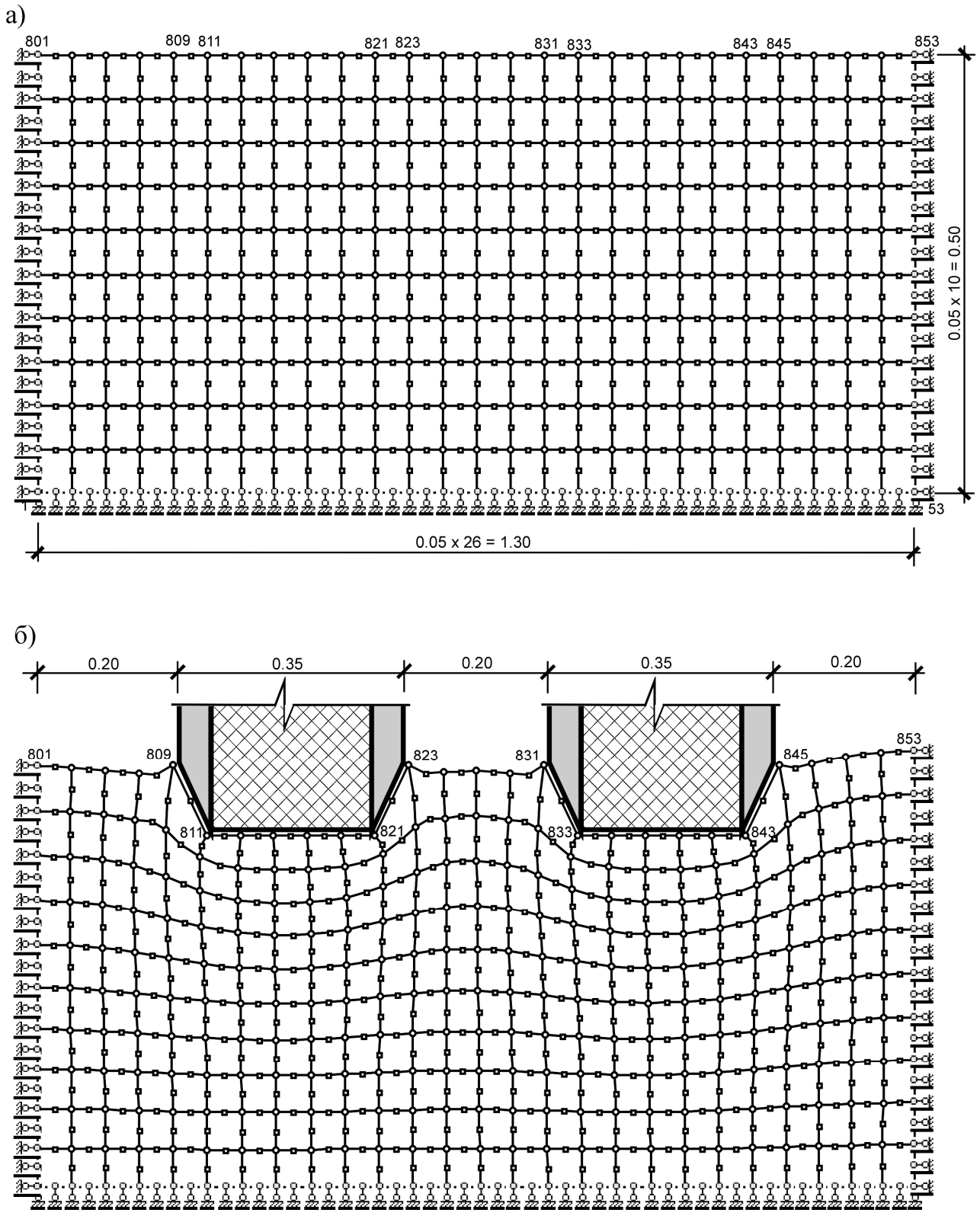


Рис. 1.16 – Схеми розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу укочування шару насипного ґрунту: а – вихідна; б – після прохідки котків [71]

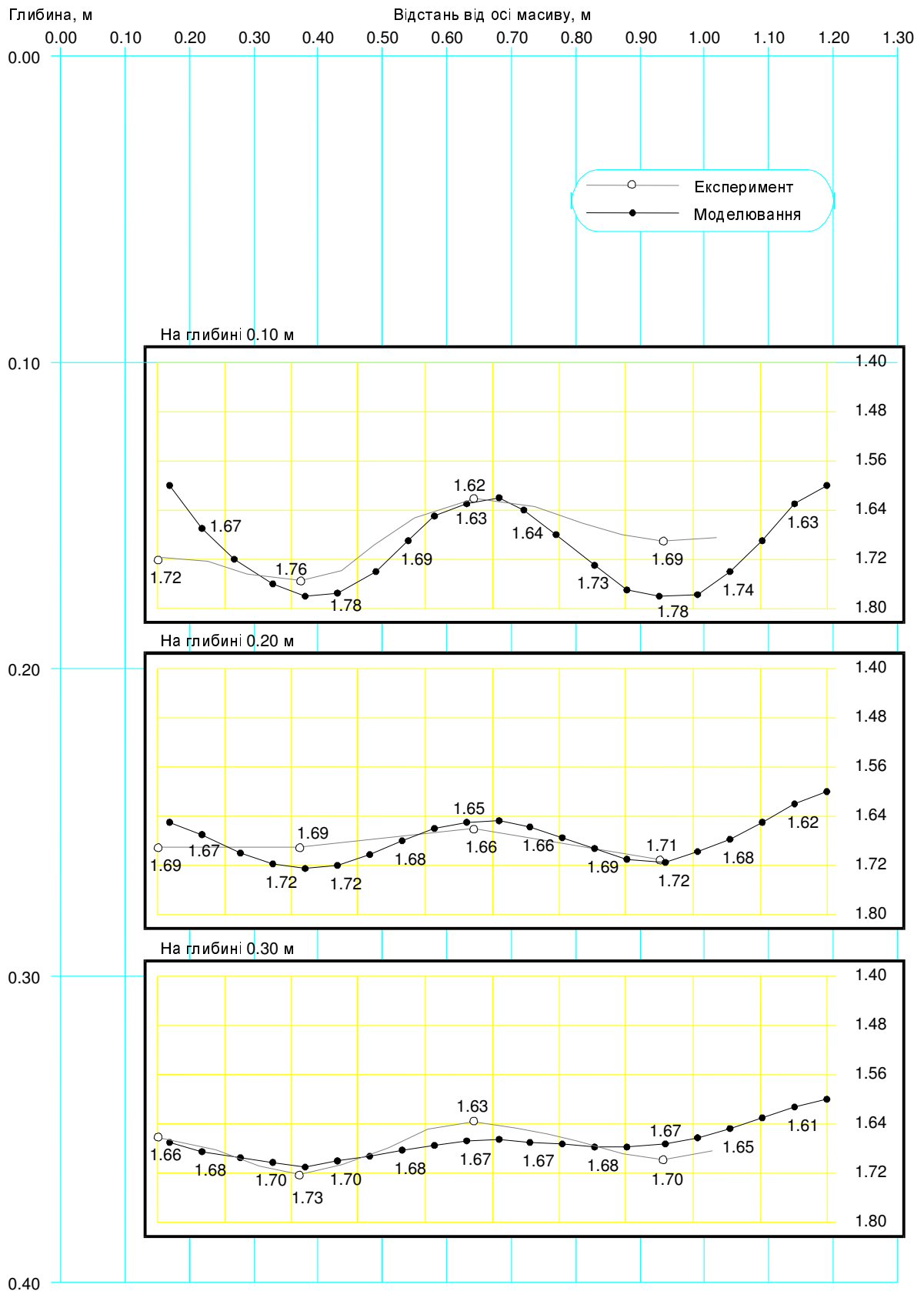


Рис. 1.17 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після завершення його укочування за підсумками моделювання та натурального експерименту [71]

1.7. Сучасні концепції підвищення якості геоінформаційних технологій щодо проектування штучних основ

Інший шлях підвищення якості проектування подушок з розкривних порід – сучасні інформаційні технології подання підсумків вишукувань і геотехнічного контролю штучних масивів. Так за проф. М.С. Захаровим взаємодія між спеціалістами з інженерної геології та проектувальниками-геотехніками включає: видачу технічного завдання на вишукування; польові інженерно-геологічні вишукування і лабораторні дослідження геотехнічних властивостей ґрунтів; статистичну обробку даних випробувань; представлення проектувальнику звіту, що містить схеми виробок (точок контролю), інженерно-геологічні розрізи, назви інженерно-геологічних елементів зі значеннями їх нормативних і розрахункових характеристик і т. ін.; вибір проектувальником за цією інформацією варіантів основ і фундаментів будівель і споруд, а також технологій їх зведення з наступним розрахунком їх розмірів і перевіркою деформацій, умов стійкості і т. ін. [64].

Однак, як показує геотехнічна практика [93, 203, 291], саме недоліки, помилки й упущення у складі перелічених ланок викликають значний відсоток аварійних ситуацій (відмов) у будівництві, в процесі експлуатації будівель і споруд та при реконструкції. За Е.К. Кузахметовою [102] неповний об'єм інформації про стан порід у кар'єрі, ділянку насипу призводить до необґрунтованих рішень як за конструкцією споруд, так і за технологією робіт, що викликає недопустимі деформації особливо при використанні місцевих ґрунтів, вологість яких перевищує оптимальну.

За даними проф. Е.І. Мулюкова [127] при будівництві в Башкортостані 25–28% аварійних ситуацій напряму спричинено упущеннями на етапі «вишукування – геотехнічне проектування», тобто внаслідок, так званих, геоінформаційних технологій, або технологій геоінформаційної системи. Для Санкт-Петербурга з досвіду проф. В.М. Улицького цей відсоток складає 19%, а при забудові сусідніх ділянок – 40%. За аналізом проф. М.В. Корольова [93], найважливіша причина прогресуючого зростання кількості деформованих будівель у Москві – розширення зони геологічного ризику в місті. Ця зона в 1998 р. займала близько 48%, а в 2010 р. – до 60%. За даними М.Л. Шешені [203], деформації до 65% будівель і споруд та прояви понад 70% небезпечних техногенних процесів виникають унаслідок помилок при вишукуваннях і проектуванні, через відсутність комплексних заходів інженерного захисту територій, що забудовують, системи моніторингу тощо. Наприклад, у деяких містах, зведених на просадочних ґрунтах, кількість деформованих будівель сягає 55 – 75%, ґрунтах, здатних до набухання, – 45%, закарстованих – 10%.

Витрати на ремонт об'єктів на таких територіях за 2 – 3 роки експлуатації іноді перевищують їх балансову вартість. 24% споруд деформувались у перші 10 років їх експлуатації, 50% – у наступні 25 років; 20% мають вік за 50 років. Близько 6% будівель руйнувались у перші місяці експлуатації. У всіх випадках змінювались геотехнічні властивості основ чи їх причиною були небезпечні

процеси. Причинами описаних аварійних ситуацій переважно був певний дефіцит або невизначеність даних, які передають геологи проектувальникам.

Окремі, на жаль не систематизовані, оригінальні концепції з підвищення якості геоінформаційних технологій запропонували останнім часом В.А. Барвашов, Г.Г. Болдирєв, А.Ж. Жусупбеков, М.С. Захаров, Р.А. Мангушев, В.М. Улицький, U. Antikoski та ін. [12, 13].

1. У Казахстані, Німеччині, Фінляндії, Чехії, Швеції, Японії та деяких інших країнах уже розпочато створення регіональних геоінформаційних баз даних, які використовують для інженерно-геологічного картування, планування розвитку територій, прогнозу небезпечних природних і техногенних процесів, оцінки ризиків моделюванням властивостей ґрунтів чи гірських порід. Зокрема, у геоінформаційній базі області Кансай, створеній ще в 1966 р., систематизовано вже 40 тис. розвідувальних свердловин. Японські та казахські геотехніки за даними вишукувань об'єктів Астани створили програму «Геоінформаційна база даних», що дає можливість побудови: карт інженерно-геологічних умов і розрізів; карт четвертинних ґрунтів і корінних порід; спеціальних геотехнічних карт зонування за типами основ і оптимізації довжини паль під будівлі.

2. Геотехнічне картування урбанізованої території – найбільш зручний та ефективний спосіб збереження інформації, необхідної для оцінки реконструкції і будівництва в умовах щільної забудови. Карта містить: 1) топографічну карту урбанізованої території (з ізолініями висот, контурами споруд і т. ін.); 2) інженерно-геологічну карту, на яку нанесені основні геологічні комплекси з інформацією про їх фізико-механічні властивості; 3) гідрогеологічну карту; 4) схему розташування інженерних комунікацій і підземних споруд; 5) схему забудови території з відомостями про будівлі: категорію за призначенням; кількість поверхів, наявність підвалів, мансард, горищ; час забудови, ремонтів, надбудов, перебудов; характеристика конструктивного рішення; конструкція фундаментів (штучних основ); технічний стан будівлі, необхідність робіт із підсилення надземних несучих конструкцій, їх основ і фундаментів тощо. Геотехнічна карта території (міста, району) має бути записана на електронному носії й бути відкритою системою для її поповнення новими даними.

3. Побудова за даними польових і лабораторних досліджень механічних властивостей ґрунту кожного шару ізополів значень модуля деформації, кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення в плані та за глибиною ділянки. Подібна графічна інформація, крім високої наочності й інформативності, дещо відрізняється від підсумків лінійної інтерполяції. З'являється можливість простежити, а при геотехнічному проектуванні – врахувати (моделюванням МСЕ) неоднорідність ґрунтового масиву його за площею та глибиною [12].

4. Наступний крок вдосконалення геоінформаційних технологій – розроблення просторових (3D) моделей ґрунтових умов майданчика (штучного масиву) з використанням інтерполяційних функцій за просторово окремими даними геотехнічних властивостей ґрунтів і гідрогеологічних умов. Ці моделі мають недоліки – переломи поверхонь величин властивостей ґрунтів (розриви похідних інтерполяційних функцій), та через їх високу інформативність можливо варіювати жорсткістю фундаментів споруд та їх штучних основ [13].

5. Реалізація моделей імовірнісного опису розподілів випадкових величин (ВВ) геотехнічних властивостей ґрунтів масивів для оцінки НДС піщаних подушок МСЕ (3D задача) при застосуванні пружно-пластичної моделі та імітаційного моделювання методом Монте-Карло при врахуванні дослідно встановлених законів розподілу (ЗР) ВВ геотехнічних характеристик ущільнених ґрунтів подушки. Встановлені статистичні параметри й ЗР осідань фундаментів, ймовірність відмови їх основ (більш детально розглянуто у розділах 3 і 6). Для фізичних параметрів ґрунтів доведена коректність нормального ЗР, сумішей – поліномо-експоненційного, модуля деформації – логнормального, кута внутрішнього тертя – нормального, питомого зчеплення – логарифмічно нормального ЗР.

Таким чином, перелічені пропозиції з удосконалення геоінформаційних технологій, спрямовані на підвищення якості та надійності проектування основ і фундаментів будівель та споруд, доцільно апробувати практикою фахівців-геотехніків, зокрема для геомасивів із ущільнених розкритих порід.

1.8. Параметри неоднорідності і математичні моделі штучних ґрунтових основ

1.8.1. Параметри неоднорідності штучних ґрунтових основ

Неоднорідність властивостей ґрунтів оцінювали І.В. Ананьєв, О.К. Бугров, М.Н. Гольдштейн, М.Н. Єрмолаєв, М.Л. Зоценко, О.І. Ігнатова, М.В. Корнієнко, А.П. Криворотов, В.І. Крутов, Є.П. Кудрявцев, Б.П. Макаров, М.М. Маслов, В.В. Міхеєв, О.В. Пілягін, А.П. Полак, А.П. Пшенічкін, Л.М. Тимофєєва, С.Й. Цимбал, К.Ш. Шадунц, В.І. Шейнін, О.В. Школа, V. Beek, V. Look, Z. Mlynarec, H. Neher, A. Rechenmacher, L. Rethaty та ін. [4, 14, 21, 59, 80, 90, 99, 115, 124, 146, 171, 188, 200, 201, 221, 257, 265, 266, 278, 279]. Різноманітність складу й структури ґрунтів, вплив на них інженерно-геологічних процесів, їх полідисперсність, багатофазність і полімінеральність, характер внутрішніх зв'язків є причинами їх неоднорідності у природному стані [52, 100, 257]. Отже, якщо фактори, що впливають на формування властивостей ґрунтів є випадковими, то і фізико-механічні параметри масиву мають випадкову природу.

Неоднорідність ґрунтів знаходить свій вираз у [76]: а) нерівномірності розподілу речовини у масиві; б) наявності дефектів структури, що зумовлюють нерівномірність внутрішніх зв'язків; в) значній відмінності результатів дій зовнішніх силових й інших чинників на однотипні зразки; г) істотному розкиді значень характеристик зразків, узятих з одного й того ж шару.

В ущільненому стані ґрунти більш однорідні на стиснення, ніж у природному [76], та все ж польовими дослідженнями [152, 194, 209] фіксувалась значна неоднорідність ущільненого ґрунту, а її чисельні параметри майже не досліджені. На думку Л.М. Тимофєєвої: «При поверхневому ущільненні лесових ґрунтів неоднорідність їх структури різко зростає, що пов'язано з нерівномірним розсіюванням енергії трамбування в шарі, який

ущільнюють, із різною вологістю та щільністю ґрунту, а також із різним гранулометричним і літологічним складом ґрунту в різних точках масиву» [171, 172]. Це підтверджується й даними польових досліджень поверхневого ущільнення просадочних суглинків і супісків трамбівками (маса 3,2 т, діаметр 1,5 м, висота скидання 3,5 – 4 м, кількість ударів за слідом – 12 – 14). Математичні очікування коливалися у межах: на глибині до 1 м – $\rho=2,01\pm 0,1$ г/см³; на глибині 1 – 2 м – $\rho=1,88\pm 0,09$ г/см³; $\varphi=34\pm 2,2$ і 28 ± 2^0 ; $c=61 \pm 9$ і 40 ± 6 кПа [190].

При створенні ущільненого масиву відбувається й формування наведеного анізотропного середовища [76]. Можливе й урахування змінності величини модуля деформації залежно від зміни пористості та швидкості передачі тиску на ґрунт [38]. Тому В.І. Крутов, І.Г. Чарушніков, Я.Є. Шаєвіч [38, 98, 190] наголошують на необхідності збору даних механічних характеристик ущільнених ґрунтів та їх статистичної обробки, щоб мати наближені значення цих характеристик залежно від параметрів ущільнення та межі їх розкиду. Тобто, є сенс в розробці ймовірнісної моделі ґрунтів штучних масивів.

Характеристикою неоднорідності ґрунтів є непереривний розподіл значень параметрів. Існує неоднорідність першого виду, коли від точки до точки середовища змінюється вид зв'язку між компонентами напружень і деформацій (тобто один із параметрів, який входить у фізичне рівняння, залежить хоча б від однієї координати Лангранжа). Неоднорідність другого виду має місце, коли змінюється величина зміцнення чи межі пружності середовища [152].

М.В. Рац, В.К. Бондарик, І.С. Комаров, В.Є. Романчук, К.В. Руппенейт та ін. [152] запропонували методику оцінювання неоднорідності ґрунтових основ.

Випадкові величини (ВВ), до яких відносять і властивості ґрунтів, повністю характеризуються кривими розподілу. Залежно від особливостей тих чи інших ВВ криві їх розподілу можуть мати різний вигляд. За М.Н. Єрмолаєвим [72], М.М. Масловим [119], В.І. Крутовим [98], А.П. Пшенічкіним [146] криві розподілу значень характеристик ґрунтів відповідають закону нормального розподілу Гауса. М.Н. Гольдштейн [59] вважав, що для механічних властивостей ґрунтів найхарактернішим є логнормальний (логарифмічно нормальний) розподіл. За дослідженнями В.Г. Шиліна [205] стохастичні властивості ґрунтів найкраще описуються нормальним покращенням і Грама-Шарльє законами розподілу ВВ. С.Й. Мацій вважає, що ВВ кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення ґрунтів найкраще апроксимуються нормальним чи логнормальним ЗР.

Для розподілу щільності ґрунту ущільненого шару потужністю 0,5 м помічено асиметричність кривої та наявність двох горбів [152], тобто випадковий характер розподілу властивості ускладнений скачкоподібною систематичною мінливістю властивості. Це можна пояснити наявністю у межах шару двох ділянок, які відрізняються умовами укладення та ущільнення. Тому норми контролю якості повинні призначатися диференційовано з урахуванням особливостей матеріалу та технології улаштування масиву.

При аналізі контролю якості укладених великоуламкових ґрунтів спостерігається великий розкид результатів [10]. Встановлено, що розподіл

розмірів частинок ґрунтів одномодальний чи полімодальний [10]. Ґрунти одномодального гранулометричного складу, що не можна розділити на складові, відносяться за ДСТУ Б В.2.1-2-96 до різних видів, є простими, а до складних відносяться такі, що складаються з декількох видів ґрунтів. Якщо частинки розміщені й зорієнтовані не упорядковано, то це природні чи техногенні суміші й використовувати для математичного опису їх гранскладу одномодальні розподіли.

Б.І. Баликов [10] довів, що замість розмірів часток d доцільно використати функції виду $x = \sqrt[4]{d}$. При цьому асиметрія їх розподілу суттєво знижується, можливо застосовувати одномодальні симетричні розподіли. У діапазоні квантилей $d_{2,5} - d_{97,5}$ зручно використовувати зосереджений розподіл виду $F(t) = 0,5 + 0,3582t - 0,027t^3$, (де $t = (x - \bar{x})/\sigma_x$; \bar{x} – математичне очікування x ; σ_x – середньоквадратичне відхилення x).

Отже, об'єм вибірових досліджень ущільнених ґрунтів визначають на базі експериментально встановленого розподілу властивості у межах шару за результатами масових досліджень з урахуванням потрібної точності. Їх слід проводити на стадії попередніх дослідних робіт, які дозволяють визначити необхідні характеристики розподілу із заданою точністю.

В якості критерію змінності (випадкового розкиду) властивостей ґрунтів у ДСТУ Б В.2.1-5-96 прийнято коефіцієнт варіації v_x ($v_x = \sigma_x/m_x$), який являє собою відношення середньоквадратичного відхилення σ_x характеристики x та її математичного очікування m_x . За даними [89] величина коефіцієнта варіації модуля деформації природних пісків мало залежить від коефіцієнта пористості та їх крупності й коливається у межах 12 – 20%, до того ж зі збільшенням величини E спостерігається незначне зменшення коефіцієнта варіації.

За М.М. Єрмолаєвим [72] для ґрунтів природного складу коефіцієнт варіації властивостей v_x залежить від кількості випробувань n (табл. 1.6). З неї видно значну мінливість характеристик: $v_x = 20 - 30\%$. При цьому спостерігається тенденція зниження v_x при збільшенні n (рис. 1.18) та його стійкість при збільшенні дослідної площі F (рис. 1.19).

Таблиця 1.6 – Значення коефіцієнта варіації v_x для різних характеристик ґрунту

Характеристика	Коефіцієнт варіації v_x , %			
	пісок	супісок	суглинок	глина
Вологість, w	30-50/4.4-49	10-30/6.2-27.7	8-28/3.8-15.0	4-25/12.65
Коефіцієнт пористості, e	3-13/1.1-6.7	6-12/2.3-16.5	6-25/3.5-14.2	3-22/19.3
Щільність, ρ	2-7.5/0.5-3.2	2-4.5/0.5-2.5	2.5-7.5/0.8-3.7	2-6/4.3
Щільність частинок, ρ_s	-/0-0.3	-/0.2-0.65	-/0.2-0.6	-/0.8
Число пластичності, I_p		25-50/-	5-35/-	7-30/-
Межа розкочування, w_p		6-17/-	5-25/-	7-27/-
Межа текучості, w_L		5-16/-	5-20/-	5-20/-
Опір зрушенню, τ	-/-	9-27/-	6-29/-	-/-
Модуль деформації, E	-/-	-/-	15-35/18.6-65.4	-/-

Примітка: у чисельнику дані за Єрмолаєвим М.М. і Михєєвим В.В. [72]; у знаменнику дані за Бугровим О.К. і Шиліним В.Г. [22]

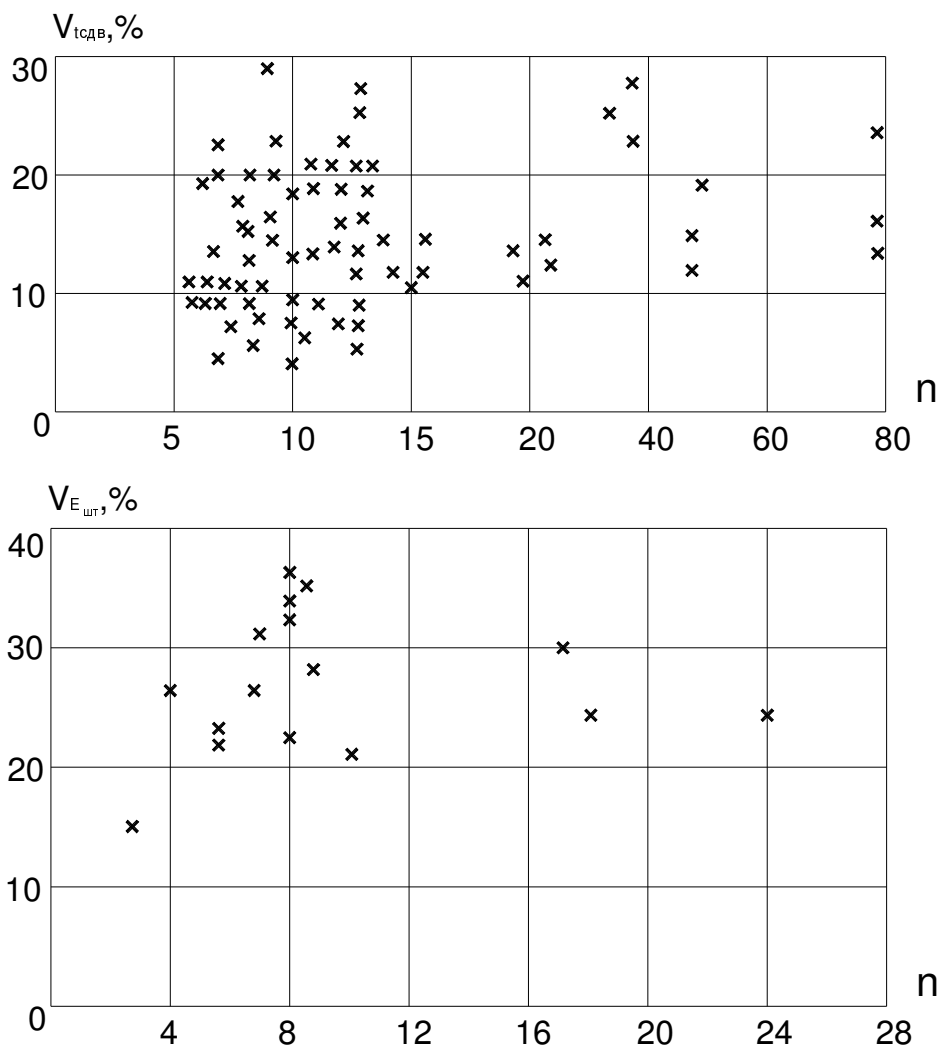


Рис. 1.18 – Залежність коефіцієнта варіації V_x від кількості досліджуваних зразків n [72]

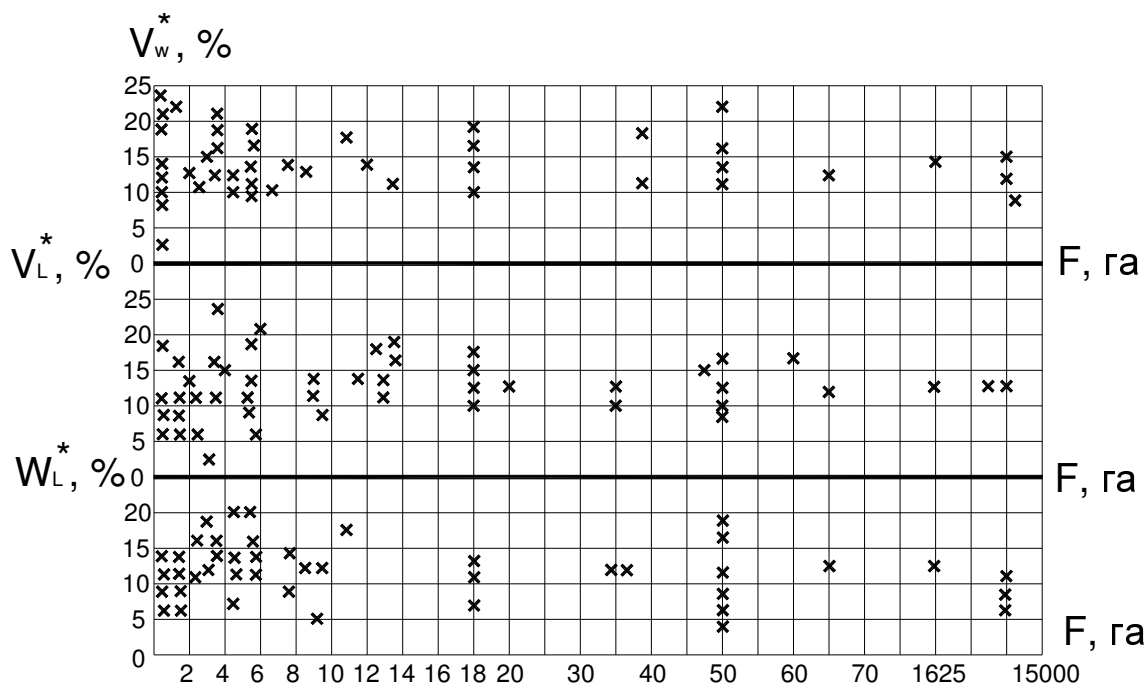


Рис. 1.19 – Залежність коефіцієнта варіації V_x від дослідної площі F [72]

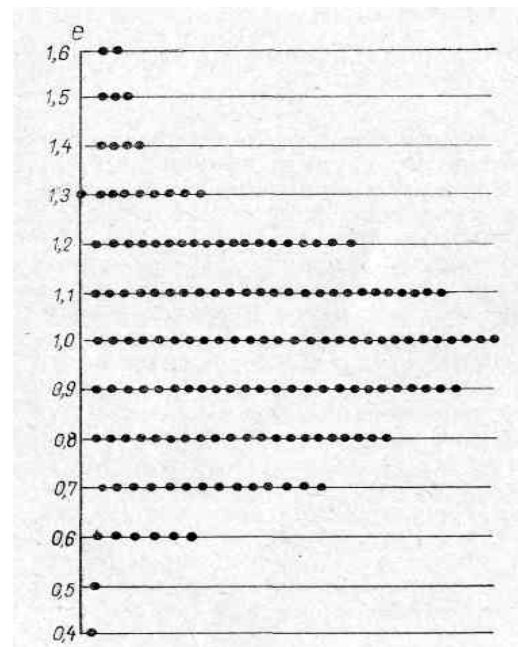
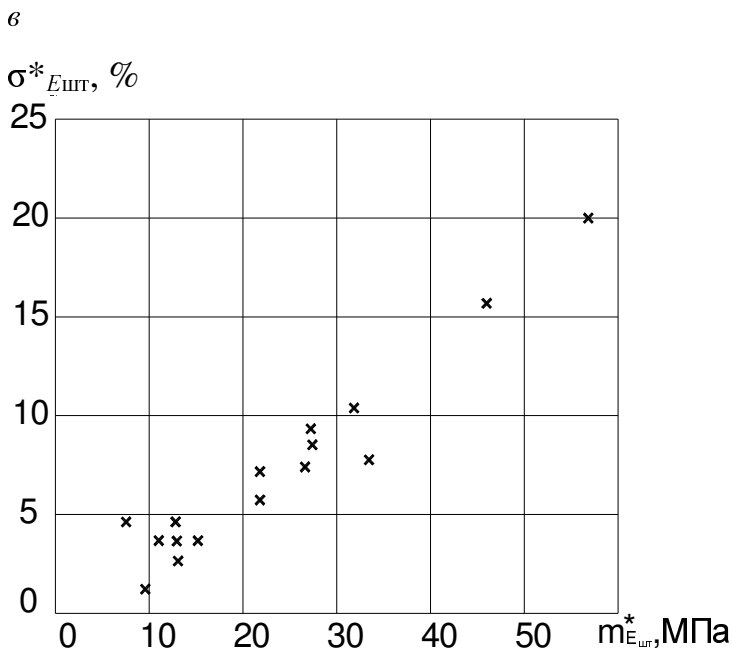
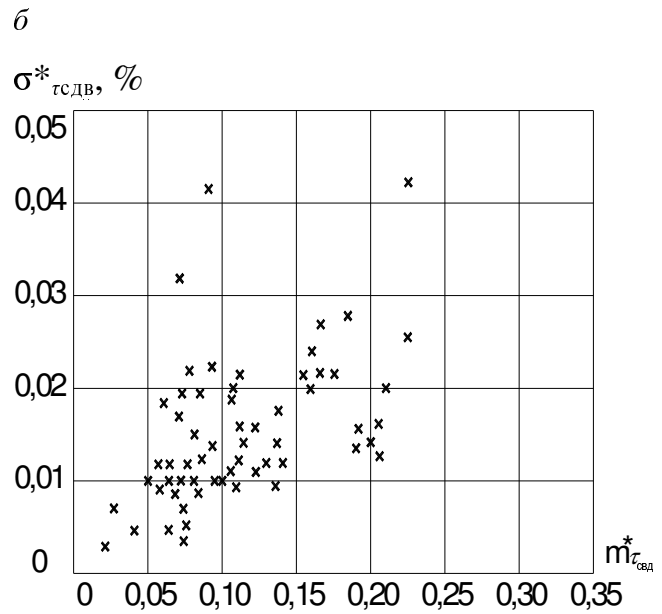
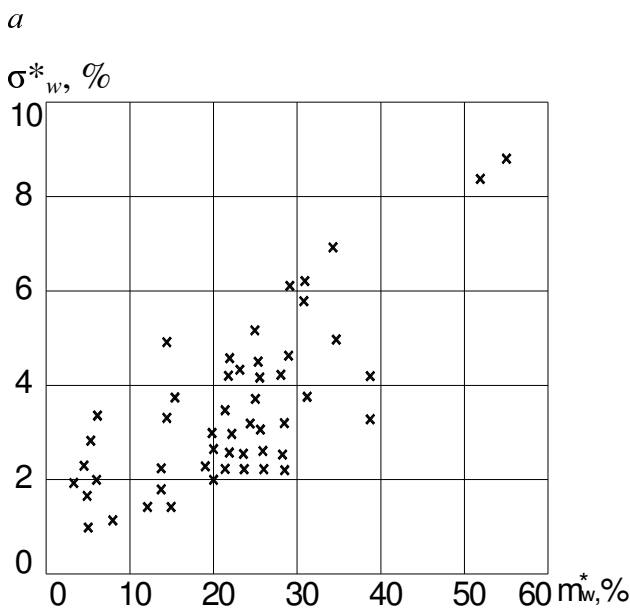


Рис. 1.20 – Залежність середньоквадратичного відхилення σ_x від математичного очікування m_x за Єрмолаєвим М.М. [72] для: *a* – вологості ґрунту; *б* – тиску здвигу; *в* – модуля деформації

Рис. 1.21 – Графік розсіювання коефіцієнта пористості ϵ для стрічкових глин (дані М.М. Маслова) [119]

Зокрема, при статистичній обробці результатів понад 300 визначень коефіцієнтів ущільнення ґрунту при поверхневому трамбуванні Л.М. Тимофєєвой [171] встановлено, що закон розподілу цих величин близький до нормального, та подекуди асиметрія й ексцес досить значні. Для глибин 1 та 1,5 м встановлені близькі до нормального розподілу діаграми, які характеризуються найменшою дисперсією, порівняно з глибинами 2 і 2,5 м. Це може пояснюватися більш рівномірними умовами по вологості. У той же час на таких глибинах ще не проявляється у повній мірі нерівномірність розсіювання

енергії через нерівномірність структури ґрунту. Велике значення середнього квадратичного відхилення модуля деформації відображає значний розкид деформативних характеристик ущільнених ґрунтів. При замочуванні можливість стискатися ґрунтів збільшується із глибиною, причому найбільший розкид дослідних точок отримано для глибин 2 та 2,5 м, де структура ґрунту руйнується лише частково та нерівномірно, зберігаючи на окремих ділянках властивість просадочних явищ.

Розкид значень фізико-механічних характеристик як природних, так й ущільнених ґрунтових масивів більший за розкид в інших матеріалах будівельних конструкцій. Зокрема, згідно з ДСТУ Б В.2.1-5-96 однорідним вважається інженерно-геологічний елемент, якщо коефіцієнт варіації для фізичних властивостей не перевищує $v_x < 15\%$, а для механічних – $v_x < 30\%$. У порівнянні, наприклад, із призмовою міцністю бетону на стиск $v_x = 13,5\%$, міцністю арматурної сталі на розтяг $v_x = 5\%$, модулем пружності бетону $v_x = 4,4 - 9,2\%$ тощо.

Причиною анізотропії є впорядкована будова ґрунту, зумовлена шаруватістю чи переважаючою орієнтацією частинок [21, 76, 95]. Механічні властивості анізотропних ґрунтів досліджують шляхом відбору їх зразків ріжучими кільцями, чітко зорієнтованими під різними кутами ($\alpha = 0; 45; 90^\circ$) до горизонтальної площини (її умовно приймають за площину ізотропії), з наступним випробуванням в одометрах, зрізних приладах. Коефіцієнти анізотропії механічних характеристик ґрунту визначають як відношення їх значень, отриманих при кутах $\alpha = 45^\circ, 90^\circ$ чи інших до аналогічних параметрів при $\alpha = 0^\circ$.

На ділянках, складених лесовим суглинком ($w = 0,13 - 0,23$; $W_L = 0,29 - 0,33$; $W_P = 0,18 - 0,20$; $e = 0,83 - 0,99$), найбільші значення механічних властивостей характерні для зразків, відібраних під кутом $\alpha = 0$ до горизонтальної площини, найменші – при $\alpha = 45^\circ$ (коефіцієнти анізотропії склали 0,6 – 0,9) (дані авторів) [38]. Після ущільнення пріоритетні напрямки годографів відповідають напрямкам витиснення ґрунту трамбівкою чи збірним елементом. Коефіцієнти анізотропії досягали значень 0,5 – 2. З віддаленням від ущільненої зони анізотропія ґрунту поступово набувала природного характеру.

Таким чином, ґрунтам ущільнених масивів притаманна яскраво виражена неоднорідність, що знаходить своє відображення у великій мінливості характеристик ґрунту. За її параметри доцільно прийняти випадковий розкид значень характеристик ґрунтів, закономірності ущільнення середовища за глибиною, анізотропія їх механічних властивостей тощо.

1.8.2. Математичні моделі штучних ґрунтових основ

Винайти строгі рішення кожної з задач прогнозу НДС масивів з ущільненням ґрунтів через: притаманні їм нелінійну залежність між напруженнями та деформаціями, неоднорідність середовища (наявність зон і шарів ґрунту з різними, у т.ч. наведеними, властивостями), одночасність існування в них областей, що перебувають у дограничному й граничному за міцністю стані, подекуди складність геометричної форми фундаментів, границь шарів і зон ґрунтів, – практично неможливо. Тому в інженерній практиці

користуються методами, заснованими на введенні спрощуючих передумов, головним чином, МСЕ. При цьому ґрунт описують переважно моделями пружнопластичного середовища, теорії пластичної текучості й концепції їх критичного стану [38].

За підходом урахування особливостей неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ можна виділити чотири групи.

У методиках першої групи: 1 – І.В. Ананьєв [4], 2 – А.О. Бартоломей, 3 – І.П. Бойко, 4 – Г.Г. Болдирєв [17], 5 – Ю.Л. Винников [38], 6 – М.М. Дубина, 7 – М.Л. Зоценко [76], 8 – С.Ф. Клованич [87], 9 – В.М. Парамонов [135], 10 – О.О. Петраков, 11 – О.В. Пілягін, 12 – Д.М. Шапіро [121], 13 – А. Vakkarı, 14 – G. Heibrock [256], 15 – S. Henke, 16 – M. Kelm [250], 17 – A. Pak [270], 18 – S. Schrefler – розроблена можливість одержання наведених характеристик ґрунту ущільнених основ.

За методиками групи 2: 19 – І.І. Кандаурова [85], 20 – Р. Роу, 21 – Б.Й. Дідуха, 22 – Б.І. Кулачкіна, 23 – Р.А. Муллера, 24 – Г.І. Покровського, 25 – М. Харра, – проблеми неоднорідності штучного середовища вирішуються за допомогою ймовірнісних моделей. У них розглядається ґрунт не як суцільне, а як дискретне середовище (мікропідхід). Зокрема, у методі 19 розроблена імітаційна ймовірнісна модель, яка розглядає розподіл напружень у дискретному сипучому середовищі, виходячи зі статистичного аналізу взаємодії часток, що контактують і взаємно проковзуються.

Методики третьої групи: 26 – В.В. Болотін [18], 27 – В.Д. Васильєв, 28 – В.І. Гагін [49], 29 – Б.А. Гарагаш [52], 30 – С.М. Клепиков [60, 86], 31 – Б.Є. Кочетков, 32 – В.І. Лишак, 33 – Б.П. Макаров, 34 – А.А. Мустафєєв, 35 – Л.І. Неймарк, 36 – Д.А. Пітлюк, 37 – А.П. Пшенічкін [146], 38 – Д.Д. Сергєєв, 39 – Д.Н. Соболев [160], 40 – П.П. Шагін, – в якості моделі випадково-неоднорідної основи при розрахунку взаємодіючих з ним конструкцій використовують одну із модифікацій вінклеровського типу [61, 138], тобто лінійно-деформована основа описується змінними коефіцієнтами постелі чи жорсткості. За В.В. Болотіним та Д.Н. Соболевим коефіцієнт жорсткості основи є випадковою функцією з нормальним розподілом ординат. У методиках 31, 33 і 37 враховується повзучість основ.

До четвертої групи віднесені методики: 41 – М.Н. Гольдштейна [59], 42 – М.М. Єрмолаєва [72], 43 – В.В. Міхєєва [124], 44 – О.К. Бугрова та В.Г. Шиліна [205], – які використовували ймовірнісний підхід до оцінки надійності основ.

Основними недоліками розрахункових моделей першої групи є їх детермінованість. Методики другої групи не знайшли рішень МСЕ, що ускладнює їх використання. Більшість методик третьої групи дають надто спрощений розв'язок задач [61]. Зблизити розрахункові дані з натурними можливо, коли крім середніх значень механічних і деформаційних характеристик ґрунту враховують їх випадковий розкид. М.Н. Гольдштейн [59] пропонував переходити на ймовірнісно-статистичні методи розрахунку осідань та граничних станів основ. Тому в цьому напрямку найбільш перспективними є методики четвертої групи. Їх основні недоліки – неврахування особливостей

ущільнення ґрунтів при зведенні основ (які вирішені у методиках першої групи), і відсутність алгоритмів для створення програмних комплексів із використанням МСЕ.

Для розв'язання статистичних задач механіки ґрунтів застосовується кореляційний чи спектральний аналіз, для яких складно знайти точне рішення. У таких випадках використовуються наближені методи, наприклад, канонічні представлення, статистична лінеаризація, метод малого параметру та ін. Чисельний МСЕ в статичних детермінованих розрахунках відрізняється тим, що для різної складності та набору параметрів вихідних даних зберігається загальна процедура і деталі реалізацій розрахунків. При всіх перевагах цей метод широкого розповсюдження в імовірнісних методах розрахунку не отримав.

У [142] розглядається питання про вплив на точність результатів різних апроксимуючих випадкових функцій, які описують властивості пружної системи для розв'язання імовірнісних задач. При цьому спостерігалась непогана відповідність результатів аналітичного й чисельного рішення, що доводить про можливість апроксимації випадкових функцій матричним МСЕ. Для цього випадку МСЕ основна система рівнянь має випадкові матрицю жорсткості і вектор навантажень. Ці матриці визначаються як для традиційного МСЕ.

Отже, можливе наступне узагальнення: різновидністю статистичної моделі є модель стохастичного процесу, що містить аналогічні випадкові компоненти, описує їх зміну залежно від певного випадкового параметру, в якості якого приймають показники неоднорідності штучної основи. Для розв'язання цієї задачі необхідно дослідити параметри неоднорідності ущільнених ґрунтів.

1.9. Висновки. Мета і задачі дослідження

З аналізу проблем створення штучних основ поверхневим ущільненням ґрунту і будівництва на них можливо сформулювати такі висновки.

1. Подальше удосконалення нормативної бази проектування, спорудження та експлуатації штучних основ є актуальним. Пріоритетними мають бути технології влаштування штучних основ, що забезпечать їх довготривалу безаварійну експлуатацію, розроблення імовірнісних моделей, які б враховували властивості ущільнених ґрунтів.

2. Економічно й екологічно доцільно в якості матеріалу для спорудження масивних ґрунтових подушок використовувати розкриті породи та їх суміші, що утворюються при добуванні корисних копалин.

3. Проблема застосування малозв'язних порід – у практично відсутній зв'язності, що робить їх нестійкими при розвіюванні. Складність оцінювання параметрів ущільнення розкритих малозв'язних ґрунтів динамічним методом викликана їх здатністю розпушуватись зі зростанням динамічного впливу.

4. Недолік норм з проектування та зведення подушок – відсутність вимог з визначень механічних властивостей ущільнених ґрунтів. Між їх механічними та фізичними властивостями можливі кореляційні чи функціональні залежності,

які для малозв'язних розкривних порід майже не досліджено. Не встановлено вплив технології укочування матеріалу (параметри і режим механізму; кількість проходів за слідом; початкова товщина шару) на механічні властивості ґрунту.

5. Виявлено неузгодження властивостей ґрунтів, ущільнених у лабораторних і польових умовах, через невідповідність методів стандартного ущільнення сучасним можливостям механізмів у вібраційному режимі роботи.

6. Не розроблено методики ущільнення ґрунтів для забезпечення їх тривалої міцності. Потребують подальшого вивчення процеси, що відбуваються у штучних основах у часі, зокрема, при застосуванні відходів промисловості.

7. Підвищити якість і надійність проектування геомасивів з ущільнених розкривних порід можливо удосконаленням геоінформаційних технологій: створення регіональних геоінформаційних баз даних; складання карт територій за характерними ґрунтовими комплексами; ізополів механічних властивостей ґрунту в плані й за глибиною ділянки; розроблення 3D моделей ґрунтових умов майданчика; реалізація моделей імовірнісного опису розподілів випадкових величин геотехнічних властивостей ґрунтів природних і штучних масивів.

8. Не досліджено вплив технологічних параметрів ущільнення на неоднорідність характеристик штучних масивів, що слід урахувувати при їх проектуванні. Для штучно ущільнених масивів із розкривних порід коректність застосування тих чи інших закономірностей розподілу випадкових величин фізико-механічних характеристик ґрунтів не перевірялася.

9. Ґрунтам ущільнених масивів притаманна яскраво виражена неоднорідність, що знаходить своє відображення у суттєвій мінливості їх характеристик. За її параметри доцільно прийняти випадковий розкид значень характеристик ґрунтів, закономірності ущільнення середовища за глибиною, анізотропію їх механічних властивостей тощо.

10. При спорудженні масивних ґрунтових подушок нормативна кількість контрольних точок суттєво зростає, що відповідно веде до збільшення вартості робіт та часу на їх виконання. Тому необхідно розробляти та впроваджувати експрес-методи геотехнічного контролю якості ущільнення, для чого потрібен статистичний матеріал властивостей ущільненого ґрунту.

11. Існуючі норми проектування штучних основ задачу розрахунку їх безпеки вирішують в детермінованій формі, що не в повній мірі відображає реальні умови їх роботи. Відсутні конкретні дані про розподіл та ранжування технологічних і природних чинників, які впливають на фізико-механічні характеристики ущільнених ґрунтових масивів.

12. При достатній кількості моделей відсутні ті, які описують властивості ущільненого ґрунту з урахуванням параметрів їх неоднорідності з імовірнісною реалізацією методом скінченних елементів.

Отримані висновки дозволяють сформулювати **мету** – встановити взаємозв'язок фізичних і механічних характеристик ущільнених розкривних малозв'язних ґрунтів подушок з параметрами їх укочування, оцінити неоднорідність ущільнених штучних основ і розробити пропозиції щодо їх імовірнісного розрахунку.

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

- провести комплексні лабораторні та натурні дослідження фізико-механічних властивостей ущільнених ґрунтів й експериментально отримати статистичні дані розкиду цих характеристик, при цьому перевірити відповідність існуючого нормативного підходу контролю якості ущільнення ґрунтів при зведенні штучних основ сучасними механізмами і дослідити вплив технологічних параметрів та їх змінності на характеристики ущільненого ґрунту;
- дослідити залежності механічних властивостей ущільнених розкритих пісків від їх фізичних параметрів;
- дослідити вплив технології укочування (параметри і режим механізму; кількість проходів за слідом; товщина шару) на механічні властивості ґрунту;
- експериментально дослідити вплив розкиду фізико-механічних властивостей ущільнених ґрунтів подушки на її деформування за умов просторового напруженого стану, оцінити неоднорідність ущільнених ґрунтів і вирішити питання про коректність застосування законів розподілу для випадкових величин характеристик ущільнених ґрунтів у складі штучної основи;
- вивчити вплив НДС штучного масиву на статистичний розкид властивостей деформативності ущільненого ґрунту, розробити методику моделювання впливу розкиду випадкових величин фізико-механічних характеристик матеріалу штучних основ і проаналізувати їх НДС шляхом моделювання МСЕ з використанням пружно-пластичної моделі та імітаційного моделювання;
- встановити коректні умови моделювання МСЕ процесу укочування розкритих пісків у складі подушки;
- удосконалити інженерну методику розрахунку ґрунтових подушок з урахуванням встановлених закономірностей неоднорідності їх властивостей і впровадити розроблені методики в практику проектування.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ ГЕОТЕХНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ШТУЧНИХ ОСНОВ ІЗ РОЗКРИВНИХ МАЛОЗВ'ЯЗНИХ ҐРУНТІВ

2.1. Визначення оптимальних параметрів укочування розкривних малозв'язних ґрунтів у лабораторних і польових умовах

Особливістю проектування штучних ґрунтових масивів, що влаштовуються поверхневим ущільненням, є те, що на першому етапі необхідно підбрати оптимальні параметри (вологість і щільність скелета ґрунту чи коефіцієнт ущільнення), які характерні для конкретного виду ґрунту чи ґрунтової суміші і залежать від параметрів ущільнювального механізму (ваги, кількості проходів за одним слідом тощо). Більш детально про це було описано у розділі 1. Оптимальні параметри ущільнення підбираються на першому етапі у лабораторних умовах, а потім перевіряються у польових умовах. Методики проведення даних досліджень для розкривних малозв'язних ґрунтів наведено нижче.

2.1.1. Підбір оптимальних параметрів ущільнення розкривних малозв'язних ґрунтів у лабораторних умовах

На першому етапі зразки розкривних пісків відібрано в кар'єрах за ДБН А.2.1-1-2008 і в лабораторних умовах визначено оптимальні параметри їх ущільнення (оптимальна вологість в залежності від виду ґрунту; параметри ущільнювальної техніки; максимальна щільність скелета ґрунту; значення механічних характеристик при досягненні проектного ступеня ущільнення ґрунту), згідно з ДСТУ Б В.2.1-12:2009, ГОСТ 22733-77, ASTM D 698-91, ASTM D 1557-91, DIN 18127. Визначення цих параметрів виконано методом динамічного ущільнення в стаціонарному приладі МДУ-1 (рис. 2.1), технічні характеристики якого зведені в табл. 2.1.



Рис. 2.1 – Прилад динамічного ущільнення ґрунтів МДУ-1

Цей метод засновано на систематичному вимірі деформацій зразків, які ущільнюються за умов постійної вологості безперервно зростаючою кількістю ударів вантажу постійної маси, що падає з незмінної висоти. За вимірними деформаціями для не менше трьох зразків визначають залежність питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ від кількості ударів N падаючого вантажу при трьох різних значеннях вологості ґрунту. Для виявлення впливу параметрів ударного навантаження на оптимальну вологість w_o і максимальну щільність скелета ґрунту ρ_{dmax} проведено кілька серій лабораторних дослідів з різними ударними імпульсами.

Замір деформацій зразка у процесі ущільнення робиться за допомогою глибиноміра після кожного удару (при їх загальній кількості $n = 1 - 10$), через удар ($n = 10 - 20$), через два удари ($n = 20 - 50$), через п'ять ($n = 50 - 100$) і далі через 10 – 20 ударів. Дослід припиняли, коли приріст деформації протягом 5 – 10 останніх ударів ставав меншим за 0,5 мм. Після припинення ущільнення заміряли відстань від верху стакану до поверхні ґрунту. Масу стакану з ґрунтом визначали з точністю до 1 г, а з верхньої та нижньої зони зразка відбирали проби для встановлення вологості. Стакан розбирали, ґрунт роздрібнювали, добавляли необхідну кількість води і готували до наступного досліду.

Таблиця 2.1 – Технічні характеристики приладу для динамічного ущільнення

Характеристики приладів	Значення характеристик
Маса вантажу, кг	10,0
Висота падіння, см	6,95
Робота одного удару, Дж	3,76
Ударний імпульс, Н·с	12,16
Кількість ударів за хвилину	78
Діаметр стакану, см	10,0
Висота стакану, см	20,5
Потужність електродвигуна, Вт	250
Висота приладу, см	155
Ширина приладу, см	60
Маса приладу, кг	65,0

Проте досвід ущільнення ґрунтів шарів подушок показує, що закладені у проект величини ρ_{dmax} й w_o у багатьох випадках не враховують можливості їх досягнення сучасними котками чи відсутні рекомендації до досягнення цих значень конкретним типом котка. Для коректного призначення оптимальних характеристик ущільнення за лабораторними випробуваннями слід, щоб параметри ударного навантаження були пропорційні максимальному контактному тиску, що розвиває ущільнювач. Отже, для встановлення пропорційного зв'язку між лабораторним і натурним ущільненням потрібно знати величини максимальних контактних тисків.

Так при ущільненні ґрунту гладкобарабанними котками (ATLAS 1140, НАММ 3516) максимальний контактний тиск, кПа, визначали з виразу

$$\sigma_{\max} = \sqrt{gE/R}, \quad (2.1)$$

де g – лінійний тиск, кН/см; R – радіус котка, см; E – модуль деформації, кПа.

Для кулачкових котків (ATLAS 1140, НАММ 3520, Vibromax VM132) максимальний контактний тиск, кПа, розраховували за формулою

$$\sigma_{\max} = G_c / (A_c n), \quad (2.2)$$

де G_c – вага котка, кН; A_c – площа опорної поверхні кулачка, м²; n – кількість

кулачків у ряду.

Для визначення максимальних контактних тисків (кПа), що виникають у ґрунті при проході пневмоколісних ущільнювачів (ДУ-16), використано вираз

$$\sigma_{max} = K_m \sqrt{\frac{g}{\pi^2 R (V_1 + V_2)}}, \quad (2.3)$$

де K_m – коефіцієнт, що враховує тиск у шині (для тиску 40÷70 кПа $K_m=1$); g – лінійний тиск, кН/см; R – зовнішній радіус шини, см; V_1, V_2 – коефіцієнти пружності відповідно ґрунтової поверхні і шини, кПа⁻¹.

$$V_1 = 40/E_f, \quad (2.4)$$

де E_f – модуль деформації у кінці ущільнення, кПа.

$$V_2 = \frac{60}{P_\omega} \sqrt{\frac{N \sqrt{DB_s}}{P_\omega D^2 B}}, \quad (2.5)$$

де P_ω – тиск повітря в шині, кПа; N – навантаження на колесо, кН; D – зовнішній діаметр шини, см; B – ширина профілю шини, см.

Дослідно визначено величини коефіцієнтів пропорційності між максимальним контактним тиском у лабораторних і польових умовах, які забезпечують збіжність значень w_o і ρ_{dmax} . Коефіцієнт пропорційності K_c прийнято: 7 – для механізмів на пневматичних шинах; 5 – для гладкобарабанних; 0,5 – для кулачкових котків.

Оптимальні характеристики ущільнення з урахуванням параметрів механізмів укочування визначали за таким алгоритмом.

1. За (2.1 – 2.3) знаходили контактний тиск виробничого ущільнення σ_{max} .

2. Визначали пропорційний максимальний контактний тиск за лабораторних умов $\sigma_{max \ell} = K_c \cdot \sigma_{max}$, що забезпечує збіжність польового і лабораторного ущільнення.

3. Розраховували параметри ударного навантаження в лабораторних умовах, які забезпечують потрібний максимальний контактний тиск $\sigma_{max \ell}$, кПа,

$$\sigma_{max} = \frac{0,46 G_{tr} K_t \sqrt{H_p}}{A_c t}, \quad (2.6)$$

де G_{tr} – вага робочого органу, кН; H_p – висота його скидання, см; A_c – площа контактної поверхні, см²; t – час удару, с; K_t – коефіцієнт, що враховує розбіжності моменту завершення удару з моментом максимуму тиску.

4. Виконували лабораторне динамічне ущільнення й визначали w_o і ρ_{dmax} . w_o і ρ_{dmax} у лабораторії визначають за методом стандартного ущільнення. Але результати ущільнення, отримані за цим методом, є окремими випадками

залежностей між максимальним контактним тиском і характеристиками ущільнення. Тому для використання результатів стандартного ущільнення стосовно конкретного котка вводились поправки на фактичні величини максимальних контактних тисків у кінці ущільнення. Наближене значення оптимальної вологості визначали з виразу

$$W_{opt} \approx W_{opt\ st} - 0,33(W_L - W_{con}) \lg K_C \sigma_{max} / \sigma_{max\ \ell\ st}, \quad (2.7)$$

де $W_{opt\ st}$ – значення оптимальної вологості за стандартним ущільненням; W_{con} – максимальний вміст зв'язаної води; K_C – коефіцієнт пропорційності між максимальним контактним тиском у лабораторних і польових умовах; σ_{max} та $\sigma_{max\ \ell\ st}$ – відповідно значення максимального контактного тиску в польових умовах і для характеристик стандартного ущільнення.

Орієнтовно максимальну щільність сухого ґрунту можна розрахувати як

$$\rho_{d\ max} \approx \rho_{d\ max\ st} + \frac{\rho_s(1 - V_{ca})}{3} \left(\frac{1}{\rho_w + W_L \rho_s} - \frac{1}{\rho_w + W_{con} \rho_s} \right) \lg \frac{K_C \sigma_{max}}{\sigma_{max\ \ell\ st}}, \quad (2.8)$$

де V_{ca} – відносний вміст затисненого повітря у кінці ущільнення ($V_{ca}=0,03 \div 0,05$); $\rho_{d\ max\ st}$ – максимальна щільність сухого ґрунту за стандартним ущільненням.

Для виявлення впливу параметрів ударного навантаження на оптимальну вологість w_0 і максимальну щільність скелета ґрунту $\rho_{d\ max}$ для наявних видів розкривних порід проведено кілька серій лабораторних дослідів з різними ударними імпульсами. Параметри цих дослідів наведені у табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Параметри лабораторного ущільнення ґрунтів різними ударними імпульсами

№ п/п	Діаметр зразка, см	Висота зразка після ущільнення, мм	Вага вантажу, Н	Висота падіння вантажу, см	Кількість шарів ущільнення	Кількість ударів на один шар	Робота одного удару, Дж	Максимальний контактний тиск σ , МПа
1	10	12	104	6,95	3	25	7,1	2,68
2 (тест Проктора)	10	12	25	30,0	3	25	7,4	2,70
3	10	12	150	6,95	3	25	10,2	3,09
4	10	12	200	6,95	3	25	13,6	4,11
5 (модифікований тест Проктора)	10	12	45	45,0	5	25	19,9	4,82

Зразки ущільненого ґрунту для визначення його механічних характеристик готували наступним чином. У матрицю Проктора насипали приблизно 2 см породи. Встановлювали стандартне кільце компресійного (зрушувального)

приладу. Далі досипали ґрунт до початкової висоти 10 см і проводили ущільнення 25 ударами вантажу вагою 25 Н, який падав з висоти 30 см. Після ущільнення форма розбиралася, зразки зачищалися і визначалися механічні характеристики за методикою, що описана у п. 2.2.

2.1.2. Підбір оптимальних параметрів ущільнення розкритих малозв'язних ґрунтів у польових умовах

За польовими дослідними роботами отримано найбільш достовірні результати з ущільнення ґрунтів. Визначено: w_0 і ρ_{dmax} при використанні конкретного котка; кількість його проходів слідом для досягнення ρ_{dmax} ; максимальну товщину ущільненого ґрунту з однорідною щільністю; закономірності зміни ρ_d в процесі укочування. У польових умовах контролювали властивості ґрунту, що доставляли на майданчик, фіксували параметри котка, режим його роботи й бандаж, кількість проходів одним слідом, заміряли товщину шарів подушки до та після укочування.

Для встановлення взаємозв'язку між показниками фізичних і механічних властивостей потрібно, щоб ґрунт був генетично однорідним (у цьому випадку – четвертинні кварцові відклади Єристовського та Лавриковського родовищ), й був однаковим за гранулометричним і мінералогічним складом. За ситовим аналізом дослідний ґрунт поділено на три типи: пісок мілкий, однорідний (60,6% усіх зразків); суміш піску мілкового, однорідного з супіском пилюватим, пластичним (27,8%); пісок середньої крупності, однорідний (11,6%). Для кожного з них виявлено w_{opt} , при якій досягається $\rho_{d,max}$ за мінімальною кількістю проходів котка N .

Роботи з визначення оптимальних параметрів ущільнення виконували на 3 дослідних ділянках шириною 5 – 6 м і довжиною 40 – 50 м. Для виключення впливу підстильного шару основу планували до горизонтального рівня й ущільнювали 20 проходками котка, який і надалі використано в дослідках. Ґрунтз кар'єру доставляли самоскидами на ділянки. На одній з них ґрунт природної вологості бульдозери розрівнювали рівномірним шаром початкової товщини $h = 40 - 50$ см. Для збільшення вологості на другій ділянці ґрунт зволожували з поливальної машини. За початковою вологістю й кількістю завезеного ґрунту розраховували об'єм води для зволоження

$$Q = g_s (w_i - w_0) / (1 + w_0), \quad (2.9)$$

де g_s – маса завезеного ґрунту, кг; w_0 – початкова вологість; w_i – задана вологість.

Вологість ґрунту після зволоження перевищувала оптимальну. Завезений на третю ділянку ґрунт підсушували у купах з періодичним перемішуванням бульдозером. Після зменшення вологості ґрунт розгортали в межах ділянки рівномірним шаром $h = 40 - 50$ см.

Кожну ділянку за довжиною ділили на 4 частини, в межах яких відбирали зразки для визначення w , ρ_d . На кожній ділянці до укочування у кільця вирізали по три зразки для визначення початкової щільності скелета ґрунту. До цього поверхню шару знімали на 10 – 15 см для видалення розпушеного й підсохлого ґрунту. Один зразок відбирали по середині ділянки, два – на відстані 1 м від її бровки. У місці відбору кільця брали по два зразки для визначення вологості. Місця відбору зразків заповнювали ґрунтом іншого кольору, щоб далі ці місця не співпадали. Отже, після контрольного проходу, до укочування відбирали по 12 зразків, що забезпечує коректну статистичну обробку. Дослідне ущільнення виконували тим же котком, що й виробниче. Після кожного проходу котка виконували відбір зразків ґрунту. Після визначення w , ρ_d за статистичною обробкою виключали нехарактерні дані.

Тиск коліс (барабанів) ущільнює ґрунт. За їх рухом йде хвиля напружень, під дією яких частки перекомпоновуються. Ґрунт деформується й ущільнюється. Котки статичного типу ефективні при шарі 15 – 20 см. Тому більш ефективні одновальцеві віброкотки, шарнірно з'єднані з пневмоколісним тягачем. Ці котки мають за робочий орган гладкий чи кулачковий валець. Віброкотки ущільнюють поверхню не лише за рахунок власної ваги, а й через сили, що виникають при коливаннях вібратору, вбудованого у валець. Під впливом діючої на поверхні вібрації частинки вимушено коливаються. Джерелом коливальних рухів ґрунту є збуджуюча сила вібратору. Під впливом вібрації та ваги агрегату частинки зміщуються вниз і частково вбік. Формується більш щільна структура ґрунту.

За отриманими польовим дослідним ущільненням величинами вологості та питомого об'єму скелета ґрунту визначено наступні залежності: 1) графіки залежності щільності скелета ґрунту ρ_d від вологості w для визначення оптимальних параметрів ущільнення ґрунтів $\rho_d = f(w)$ (рис. 2.2), які аналогічні кривій стандартного ущільнення; 2) лінійні графіки взаємозв'язку питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ і логарифму кількості проходів котка $\lg N$ для піску мілкового, однорідного при трьох інтервалах вологості: $w=10...12,5\%$ (рис. 2.3, а); $w=12,5...15\%$ (рис. 2.3, б); $w=15...17,5\%$ (рис. 2.3, в); 3) аналогічним шляхом побудовані лінійні графіки взаємозв'язку питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ та логарифму кількості проходів котка $\lg N = f(1/\rho_d)$, (рис. 2.4), а також рівняння цього взаємозв'язку, що вміщені в табл. 2.3.

Зокрема, з рис. 2.2 чітко видно, що оптимальна вологість для піску мілкового однорідного виявилась $w_{opt} = 12,75\%$, а максимальна щільність скелета ґрунту $\rho_{d.max} = 1,732 \text{ г/см}^3$, для піску мілкового однорідного з домішками супіску пилюватого, пластичного ці величини $w_{opt} = 11,2\%$ і $\rho_{d.max} = 1,785 \text{ г/см}^3$, а для піску середньої крупності – $w_{opt} = 11,0\%$ та $\rho_{d.max} = 1,66 \text{ г/см}^3$ відповідно.

З аналізу рис. 2.3, 2.4 і табл. 2.1 логічним є узагальнення: проектна щільність скелета ґрунту при оптимальній вологості для всіх типів розкривних

пісків досягається за мінімальної кількості проходів котка. Ця закономірність дещо порушується (рис. 2.4, б) для випадку суміші піску мілкого однорідного з супіском пилуватим, пластичним через істотний вплив зв'язних домішок.

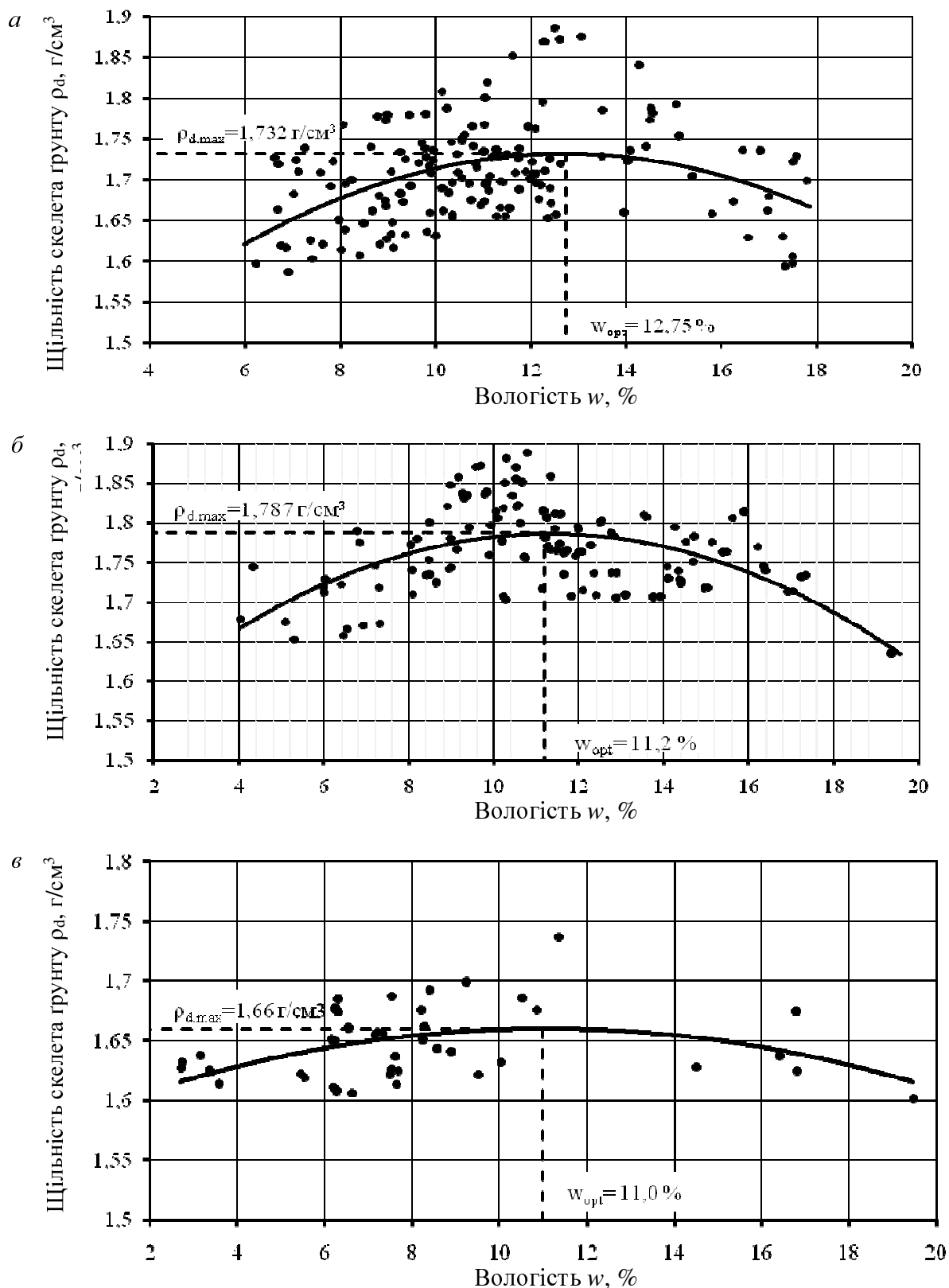


Рис. 2.2 – Графіки залежності щільності скелета ґрунту від вологості для визначення оптимальних характеристик ущільнення: *а* – пісок мілкий однорідний; *б* – суміш піску мілкого однорідного з супіском пластичним; *в* – пісок середньої крупності однорідний

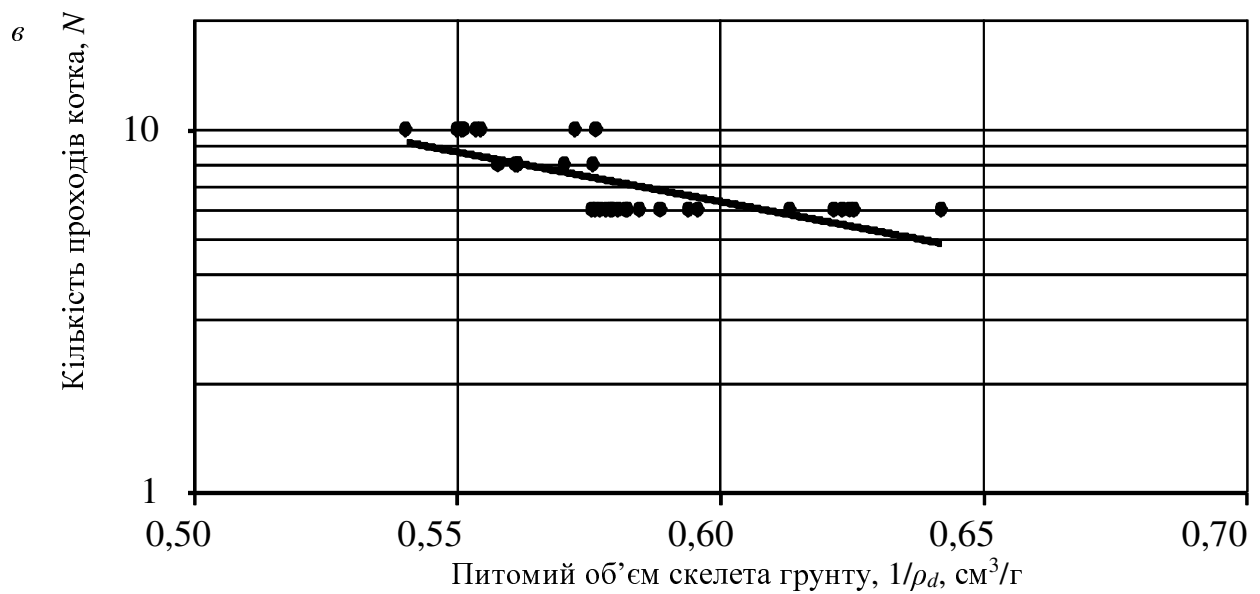
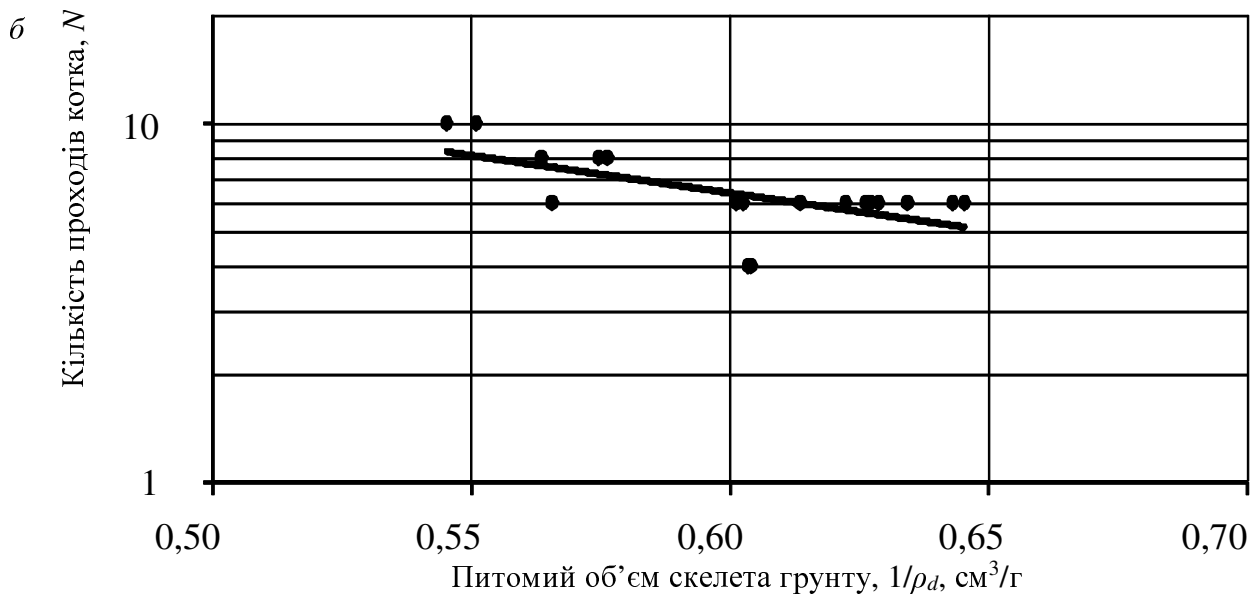
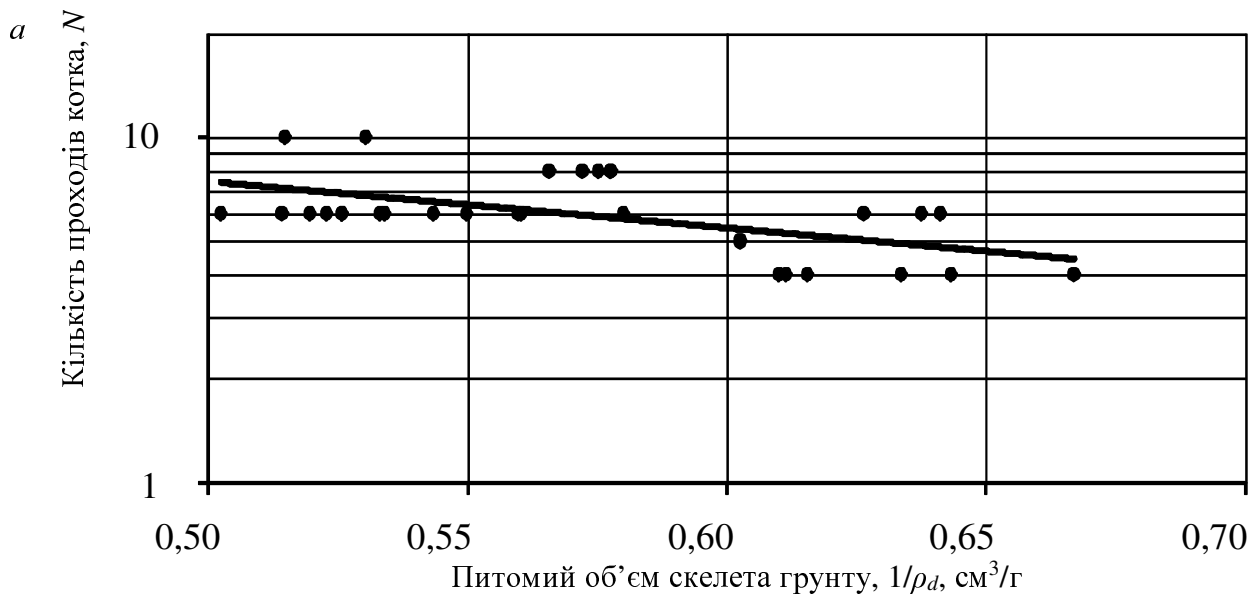


Рис. 2.3 – Графіки результатів укочування піску мілкого, однорідного при інтервалах вологості w : *a* – 10...12,5%; *б* – 12,5...15%; *в* – 15...17,5%

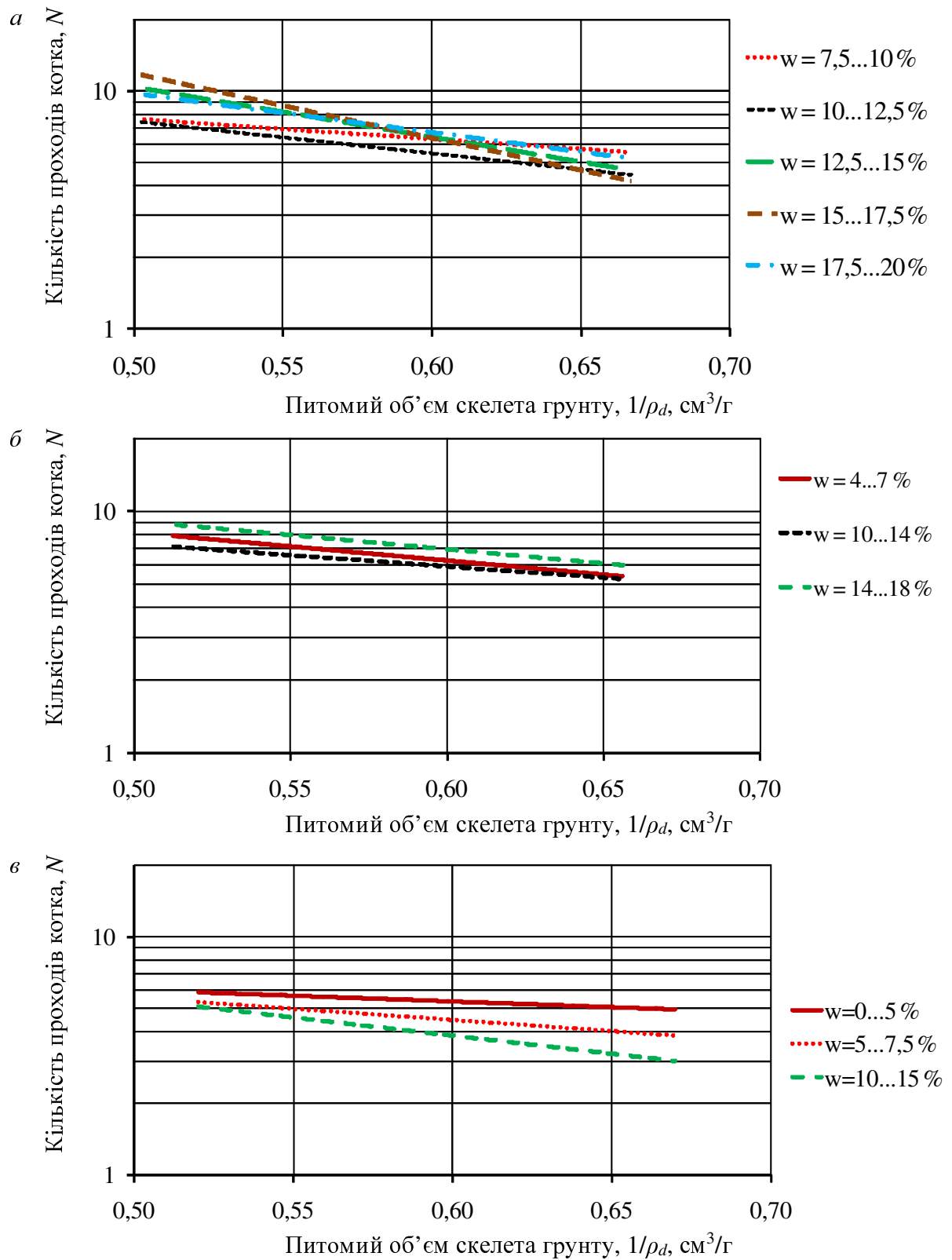


Рис. 2.4 – Графіки результатів укочування: а – піску мілко́го, однорідного (оптимальна вологість $w_{opt}=12,75\%$); б – суміші піску мілко́го, однорідного з супіском пластичним ($w_{opt}=12,75\%$); в – піску середньої крупності, однорідного ($w_{opt}=12,75\%$)

Таблиця 2.3 – Рівняння взаємозв’язку кількості проходів ущільнюючого механізму та питомого об’єму скелета ґрунту $IgN = f(1/\rho_d)$

Вологосість ґрунту $w, \%$	Формула для визначення кількості N проходів котка	Кількість проходів котка N при заданій щільності скелета ґрунту ρ_d		
		$\rho_d = 1,60$ г/см ³	$\rho_d = 1,70$ г/см ³	$\rho_d = 1,80$ г/см ³
Пісок мілкий, однорідний				
7,5 – 10,0	$N = -9,681 \cdot (1/\rho_d) + 12,54$	6,49	6,85	7,16
10,0 – 12,5	$N = -11,86 \cdot (1/\rho_d) + 12,06$	4,65	5,08	5,47
12,5 – 15,0	$N = -32,26 \cdot (1/\rho_d) + 25,49$	5,30	6,48	7,54
15,0 – 17,5	$N = -44,49 \cdot (1/\rho_d) + 33,00$	5,19	6,83	8,28
17,5 – 20,0	$N = -26,57 \cdot (1/\rho_d) + 22,71$	6,10	7,08	7,95
Суміш піску мілкового, однорідного з супіском пилюватим, пластичним				
4,0 – 7,0	$N = -22,64 \cdot (1/\rho_d) + 19,61$	5,46	6,29	7,03
10,0 – 14,0	$N = -7,326 \cdot (1/\rho_d) + 10,83$	6,25	6,52	6,76
14,0 – 18,0	$N = -21,01 \cdot (1/\rho_d) + 19,78$	6,65	7,42	8,11
Пісок середньої крупності, однорідний				
0 – 5,0	$N = -5,473 \cdot (1/\rho_d) + 8,751$	5,33	5,53	5,71
5,0 – 7,5	$N = -9,546 \cdot (1/\rho_d) + 10,23$	4,26	4,61	4,93
10,0 – 15,0	$N = -14,07 \cdot (1/\rho_d) + 12,43$	3,64	4,15	4,61

Таким чином, лабораторним динамічним ущільненням і польовим дослідним укочуванням знайдено оптимальні параметри ущільнення розкривних пісків – оптимальна вологість w_{opt} , максимальна щільність скелета ґрунту $\rho_{d,max}$, відповідна кількість циклів ущільнюючого механізму N . Доведено, що проектна щільність скелета ґрунту не залежно від типу розкривного піску при його оптимальній вологості досягається за меншою кількістю проходів котка. Визначено лінійний графічний і кореляційний взаємозв’язок між питомим об’ємом скелета ґрунту $1/\rho_d$ та логарифмом кількості проходів котка IgN для всіх типів дослідних розкривних пісків при різних інтервалах їх вологості.

2.2. Методика визначення геотехнічних властивостей ущільнених розкривних малозв’язних ґрунтів у складі штучної основи

2.2.1. Польові дослідження ущільнених малозв’язних ґрунтів

Фотографії етапів польових досліджень неоднорідності ущільнених ґрунтів наведено на рис. 2.5. При геотехнічному контролі якості ущільнення ґрунту подушки фіксувалось: початкова товщина кожного шару відсипаної породи h ; зниження його поверхні під котком Δh ; початкова щільність скелета ґрунту в межах шару після його відсипання та розрівнювання; кількість проходів котка за одним слідом N ; геометричні розміри робочого органу й режим його роботи.

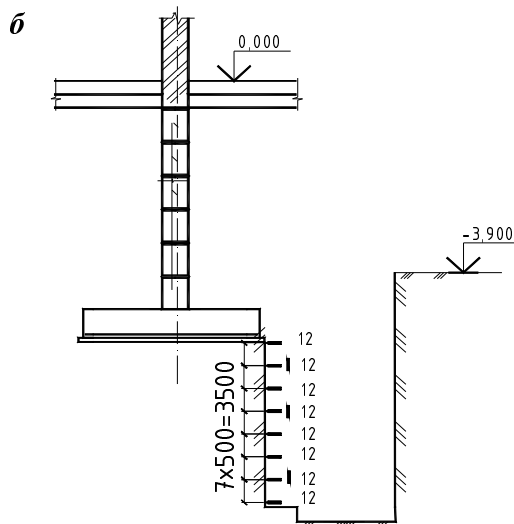


Рис. 2.5 – Методика польових досліджень неоднорідності ущільнених: *a, б, в, г, д* – відбір зразків ущільнених порід у шурфі, пройдену в штучній основі; *е, ж* – визначення товщини шару оптичним нівеліром й електронним тахеометром відповідно; 12 – кількість відібраних з горизонту зразків ґрунту

Якість ущільнення ґрунту кожного шару подушки згідно з ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013 «Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів» контролювали відбором на кожні 300 м² по 3 зразки ґрунту в кільця площею 40 см² й об'ємом 140 см³ (діаметром і висотою відповідно близько 70 та 35 мм) з шурфів. Їх зберігання й доставку до лабораторії для подальших досліджень виконували за вимогами ДСТУ Б В.2.1-8-2001 «Відбирання, упакування, транспортування і зберігання зразків» і ДБН А.2.-1-2008 «Інженерні вишукування».

У лабораторії визначали фізичні властивості (за ДСТУ Б В.2.1-3-96. «Ґрунти. Лабораторні випробування. Загальні положення», ДСТУ Б В.2.1-17: 2009 «Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи лабораторного визначення фізичних властивостей», ДСТУ Б В.2.1-19: 2009 «Ґрунти. Методи лабораторного визначення гранулометричного (зернового) та мікроагрегатного складу») й характеристики міцності та деформативності ущільненого ґрунту (кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c , модуль деформації E). Підсумки досліджень групували за технологічними параметрами укочування ґрунту та типами ґрунтів.

2.2.2. Лабораторні дослідження фізико-механічних характеристик ущільнених малозв'язних ґрунтів

Відібрані в ріжучі кільця зразки доставляли в лабораторію геотехніки ПолНТУ. На першому етапі визначали гранулометричний склад і ступінь неоднорідності ґрунту за ДСТУ Б В.2.1-2-96 й встановлювали його назву. Для визначення гранулометричного складу ґрунту використано ситовий аналіз. Отриману масу кожної фракції заносять до табл. 2.4.

Таблиця 2.4 – Приклад результатів ситового аналізу гранулометричного складу піску

№ шурфа	Діаметр частинок, мм						Найменування ґрунту за гранскладом (ДСТУ Б.В.2.1-2-96)
	>2,0	2,0-1,0	1,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1	
карта №21	0,43	0,57	0,81	4,71	58,52	3,75	пісок м'який, однорідний
шар №5	0,6%	0,8%	1,2%	6,8%	85,1%	5,5%	

За цими даними будували сумарну криву гранулометричного складу. Чим більша неоднорідність ґрунту, тим пологіша крива зернового складу. Для кількісної оцінки неоднорідності пісків визначали ступінь неоднорідності гранулометричного складу:

$$C_u = d_{60} / d_{10}, \quad (2.10)$$

де d_{60} , d_{10} – діаметри часток, мм, вміст яких менше відповідно 60 і 10 % часток.

Чим ближче C_u до одиниці, тим ґрунт більш однорідний. При $C_u \geq 3$ пісок класифікували як неоднорідний. Потім за ДСТУ Б В.2.1-17: 2009 визначали фізичні властивості: щільність ρ , щільність скелета ґрунту ρ_d ; вологість w , – а

для домішок супіску, ще й вологість на межі розкочування W_p і текучості W_L , число пластичності I_p , показник текучості I_L .

Деформаційні показники визначали у приладах з компресійних випробувань КПП-1 (рис. 2.6, а) ступеневим прикладанням тиску $\sigma = 0,05; 0,10; 0,20; 0,30$ МПа до зразків ґрунту без їх бічного розширення. Послідовно визначали: початковий коефіцієнт пористості ґрунту e_0 ; коефіцієнти пористості e_i при відповідних тисках σ_i ; відповідні коефіцієнти стисливості m_0 й відносної стисливості m_v . Кожну ступінь витримували до умовної стабілізації деформації за ДСТУ Б В.2.1-4-96 – 0,01 мм за останні 4 години (для пісків), після чого прикладали нову ступінь.

Після компресії ті ж зразки (за ДСТУ Б В.2.1-4-96) випробували в приладі одноплощинного зрушення ПСГ-2М (рис. 2.6, б), в якому обійма розділена на верхню, що може переміщуватись під дією горизонтального навантаження Q , і нижню, нерухому, частини. Між частинами кільця встановлювали проріз 0,5 – 1 мм, що задає площину зрушення рухомої частини зразка за нерухомою. На зразок через штамп передавали стискаючу силу F . Горизонтальні переміщення верхньої частини зразка Δl фіксували індикатором, що контактує з верхньою кареткою. Для встановлення залежності між опором зрушенню $\tau = Q/A$ і нормальним напруженням $\sigma = F/A$, де A – площа поперечного перерізу зразка, дослід проводили при напруженнях $\sigma = 0,05; 0,10; 0,20; 0,30$ МПа. Навантаження Q прикладали ступенями до зрушення (чи при досягненні $\Delta l = 5$ мм).

Відповідний графік будували у координатах « $\tau - \Delta l$ ». За ним визначали граничний опір зрушенню τ , а за даними серії випробувань отримували графік у координатах « $\tau - \sigma$ », за яким і обраховували величини кута внутрішнього тертя ґрунту φ та його питомого зчеплення c .

2.2.3. Обробка даних результатів досліджень фізико-механічних властивостей ущільнених розкритих пісків

Дані лабораторних досліджень властивостей ущільнених пісків для визначення їх нормативних величин статистично оброблялись згідно з ДСТУ Б В.2.1-5-96. Нормативні значення фізичних характеристик ґрунтів X_n (вологості w , щільності ρ , щільності скелета ґрунту ρ_d), а також модуля деформації E приймали за середнє арифметичне значенню \bar{X}

$$X_n = \bar{X} = 1/n \sum_{i=1}^n X_i, \quad (2.11)$$

де n – кількість визначень характеристики (не менше шести); X_i – величини характеристики, отримані за результатами окремих i -х дослідів.

а



б



Рис. 2.6 – Лабораторне обладнання для визначення механічних характеристик ґрунту (E , φ , c): а – компресійні прилади; б – прилади одноплощинного зрушення

Для виключення можливих помилок, що залишились після аналізу дослідних даних, здійснено статистичну обробку. Виключено окремі (максимальні чи мінімальні) значення X_i , для яких виконувалась умова

$$|X_n - X_i| > \nu \cdot S, \quad (2.12)$$

де ν – статистичний критерій, що залежить від кількості визначень n параметру; S – середньоквадратичне відхилення характеристики, що визначали за виразом

$$S = \sqrt{(1/n - 1) \sum_{i=1}^n (X_n - X_i)^2}. \quad (2.13)$$

При виключенні окремих величин характеристики для дослідних даних, що залишились, знову знаходили значення X_n та S .

Нормативні значення кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c знаходили статистичною обробкою окремих значень $tg \varphi_j$ та c_j . Кількість окремих величин $tg \varphi_j$ та c_j повинна бути не менше шести. Для кожної j -ї точки дослідження ґрунту визначали методом найменших квадратів окремі величини $tg \varphi_j$ та c_j за даними не менше трьох визначень опору ґрунту зрізу τ_i при різних напруженнях σ_i у межах однакового діапазону σ_i :

$$tg \varphi_j = \left(k \sum_{i=1}^k \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^k \tau_i \sum_{i=1}^k \sigma_i \right) / \left(k \sum_{i=1}^k (\sigma_i)^2 - \left(\sum_{i=1}^k \sigma_i \right)^2 \right), \quad (2.14)$$

$$c_j = (1/k) \left(\sum_{i=1}^k \tau_i - tg \varphi_j \sum_{i=1}^k \sigma_i \right), \quad (2.15)$$

де k – кількість визначень τ в кожній точці шару ґрунту.

За значеннями $tg \varphi_j$ та c_j визначали нормативні величини $tg \varphi_n$ та c_n за формулою (2.11) і середнє квадратичне відхилення $S_{tg \varphi}$ та S_c за виразом (2.13). Для виключення можливих помилок у величинах $tg \varphi_j$ і c_j виконують аналогічну

статистичну обробку. Пару значень $tg \varphi_j$ та c_j виключали, якщо хоча б для одного з них виконувалась умова (2.12).

Мінімально необхідний за ДСТУ Б В.2.1-5-96 та фактично виконаний авторами об'єм (n) експериментальних досліджень фізико-механічних характеристик ущільнених малозв'язних розкритих порід наведено в табл. 2.5. Отже, в результаті комплексних польових і лабораторних досліджень властивостей ущільнених розкритих пісків у межах подушок отримано статистично обґрунтовану для коректного встановлення взаємозв'язку між фізичними і механічними характеристиками цих ґрунтів з урахуванням впливу параметрів укочування об'єм визначень ґрунтових характеристик (гранулометричний склад, w , ρ_d , E , φ , c) і технологічних параметрів укочування (h , Δh , статичний чи вібраційний режим роботи), а саме:

– для піску мілкового, однорідного: вологості w та щільності скелета ґрунту ρ_d $n = 314$; кута внутрішнього тертя φ й питомого зчеплення c $n = 70$; модуля деформації E $n = 314$;

– для піску мілкового, однорідного, з домішками супіску пилуватого, пластичного: w та ρ_d – $n = 144$; φ й c – $n = 39$; E – $n = 144$;

– для піску середньої крупності, однорідного: w та ρ_d , а також E – $n = 61$;

– кількість дослідних замірів проходів котку за одним слідом (Δh) $n = 45$;

– кількість дослідних замірів товщини (h) відсипаних шарів $n = 45$.

2.2.4. Методика планування експериментальних досліджень

Згідно з Д.К. Монтгомері [126]: «Статистичний підхід до планування експерименту необхідний для отримання адекватних висновків на основі його даних. Якщо дані експерименту містять помилки, то статистичні методи є єдиним об'єктивним підходом до їх аналізу. Таким чином, у будь-якій експериментальній задачі є два аспекти: планування експерименту і статистичний аналіз отриманих даних. До того ж ці два аспекти тісно взаємопов'язані, оскільки метод аналізу безпосередньо залежить від використаного плану». Після вивчення об'єкту дослідження і його фізичної суті виникає ряд уявлень про дію різних факторів і необхідність отримання експериментальних даних про їх сукупний вплив на будь-який показник (критерій), що характеризує об'єкт дослідження.

На першому етапі при дослідженні неоднорідності фізико-механічних характеристик ґрунту, змінності технологічних параметрів при зведенні штучних основ застосовано пасивний однофакторний план. На другому – при дослідженні чинників, що впливають на змінність фізико-механічних властивостей ґрунтових подушок використовувався багатфакторний експеримент (БФЕ). Отже, для отримання статистичних даних фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів, змінності товщини шарів й ущільнюючого тиску при зведенні штучних основ виконані польові та лабораторні дослідження (п. 2.2.1 і 2.2.2) при застосуванні пасивного (однофакторного) дисперсійного експерименту.

Таблиця 2.5 – Мінімально необхідний за ДСТУ Б В.2.1-5-96 та виконаний авторами об'єм експериментальних досліджень

Пісок м'який									
Вологість ґрунту w, %	Щільність скелета ґрунту ρ_s , г/см ³		Кут внутрішнього тертя φ_0		Питоме зчеплення c, кПа		Модуль деформації E, МПа		
	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	
0 ÷ 5	6	19	6	–	6	–	6	19	
5 ÷ 7,5	6	40	6	13	6	13	6	40	
7,5 ÷ 10	6	97	6	19	6	19	6	97	
10 ÷ 12,5	6	77	6	22	6	22	6	77	
12,5 ÷ 15	6	22	6	8	6	8	6	22	
15 ÷ 17,5	6	35	6	8	6	8	6	35	
17,5 ÷ 20	6	24	6	–	6	–	6	24	
Пісок м'який з домішками суліску									
Інтервал вологості w, %	Щільність скелета ґрунту ρ_s , г/см ³		Кут внутрішнього тертя φ_0		Питоме зчеплення c, кПа		Модуль деформації E, МПа		
	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	
0 ÷ 6	6	10	6	–	6	–	6	10	
6 ÷ 8	6	21	6	6	6	6	6	21	
8 ÷ 10	6	28	6	6	6	6	6	28	
10 ÷ 12	6	38	6	17	6	17	6	38	
12 ÷ 15	6	34	6	10	6	10	6	34	
15 ÷ 18	6	13	6	–	6	–	6	13	
Пісок середньої крупності									
Інтервал вологості w, %	Щільність скелета ґрунту ρ_s , г/см ³		Кут внутрішнього тертя φ_0		Питоме зчеплення c, кПа		Модуль деформації E, МПа		
	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	Кількість визначень за ДСТУ Б В.2.1-5-96	Виконана авторами кількість досліджень	
0 ÷ 5	6	16	6	–	6	–	6	16	
5 ÷ 7,5	6	20	6	–	6	–	6	20	
7,5 ÷ 10	6	19	6	–	6	–	6	19	
10 ÷ 15	6	6	6	–	6	–	6	6	

У пасивному дисперсійному експерименті порівнюють a різних рівнів одного чиннику, які називають обробками. Очікуваний відклик на кожну з a обробок є ВВ. Такі спостереження, як правило, описують лінійною статистичною моделлю типу: $y_{ij} = \mu + \tau_i + \varepsilon_{ij}$, де y_{ij} – (ij) -е спостереження; μ – загальний параметр для всіх обробок, що являє математичне очікування загального середнього; τ_i – параметр, що характеризує i -ту обробку (так званий, “ефект i -ої обробки”); ε_{ij} – випадкова похибка.

У БФЕ рівні одного фактору повинні узгоджуватися з рівнями іншого, утворюючи таким чином варіант досліджень. Інтервал варіювання того чи іншого чиннику має бути таким, щоб можливо було реалізувати будь-який варіант досліджень [126].

Цей метод дає можливість одночасно оцінювати вплив багатьох чинників на дослідний процес і дозволяє отримати поліном n -ого ступеня (функцію відклику) для математичного опису дослідного процесу в деякій локальній області багатофакторного простору, що лежить біля вибраної точки [180].

Тому для вирішення іншої задачі, вивчення впливу змінності технологічних параметрів на ущільнення ґрунту масивних насипів, застосований спеціальний метод планування й обробки експерименту – дисперсійний аналіз з планування повнофакторного експерименту (ПФЕ) 3^3 (сумісний розгляд підсумків досліджень мінливості товщини шарів, гранулометричного складу ґрунту, кількості проходів і режиму ущільнюючого механізму, щільності скелета і вологості ґрунту). Вихідними даними для нього були результати, отримані ймовірно-статистичними методами досліджень неоднорідності ущільнених ґрунтів. Отже, використано скорочений трьохфакторний план із чинниками на трьох рівнях, число дослідів у якому – 17. При плануванні виконані дві найбільш суттєві вимоги [126, 180]: 1) фактори корелювалися, тобто кожному із розглянутих чинників можна було задати будь-яке можливе значення, незалежно від значень інших; 2) фактори сумісні, тобто серед можливих коливань їх значень, що визначають умови кожного дослідів в плані, виключені такі, які неможливо було б реалізувати.

Як і всі композиційні плани, він складається з ядра, зіркових точок і дослідів у центрі. Метою виконання дослідів ядра є визначення всіх незалежних один від одного коефіцієнтів при лінійних членах і парних взаємодіях.

Метод ПФЕ базується на положенні про те, що дослідна неперервна функція $y = f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ має всі похідні у заданій точці з координатами $x_{01}, x_{02}, \dots, x_{0n}$ і її можливо розкласти у ряд Тейлора [180].

Перш за все, вибрано найбільш значимі фактори. В якості дослідних прийнято наступні: вид ґрунту та вміст у ньому домішок (чинник X_1); кількість проходів за одним слідом і режим роботи ущільнюючого механізму (X_2); товщина відсипаного шару до ущільнення (X_3). Значення цих характеристик і план експерименту подано у табл. 2.6.

Кожний із дослідів відрізнявся сполученням незалежних змінних, що і визначали умови його проведення при скороченні об’єму дослідних робіт у порівнянні з повним багатофакторним експериментом. Тому замість $3^3 = 27$ дослідів для адекватної оцінки результатів було виконано 17.

Таблиця 2.6 – Скорочений трьохфакторний план експериментальних досліджень впливу змінності технологічних параметрів на ущільнення ґрунту

№ досліду	Кодовані значення факторів			Натуральні значення факторів		
	X ₁	X ₂	X ₃	Вид ґрунту та вміст в ньому домішок (X ₁)	Кількість проходів за одним слідом і режим роботи ущільнюючого механізму (X ₂)	Товщина відсіпаного шару (X ₃), см
1	1	1	1	пісок середньої крупності, 5 % домішок супіску	8 проходів у вібраційному режимі	35
2	-1	-1	1	супісок, 15 % домішок піску пилюватого	6 проходів	35
3	1	1	-1	пісок середньої крупності, 5 % домішок супіску	8 проходів у вібраційному режимі	55
4	0	0	0	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	4 проходів у вібраційному режимі	45
5	0	-1	0	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	6 проходів	45
6	0	0	0	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	4 проходів у вібраційному режимі	45
7	1	-1	-1	пісок середньої крупності, 5 % домішок супіску	6 проходів	55
8	1	0	0	пісок середньої крупності, 5 % домішок супіску	4 проходів у вібраційному режимі	45
9	0	1	0	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	8 проходів у вібраційному режимі	45
10	0	0	-1	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	4 проходів у вібраційному режимі	55
11	-1	1	1	супісок, 15 % домішок піску пилюватого	8 проходів у вібраційному режимі	35
12	1	-1	1	пісок середньої крупності, 5 % домішок супіску	6 проходів	35
13	0	0	1	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	4 проходів у вібраційному режимі	35
14	0	-1	0	пісок мілкий, місцями пилюватий, 5 % домішок супіску	6 проходів	45
15	-1	0	0	пісок мілкий, місцями пилюватий, 15 % домішок супіску	4 проходів у вібраційному режимі	45
16	-1	1	-1	пісок мілкий, місцями пилюватий, 15 % домішок супіску	8 проходів у вібраційному режимі	55
17	-1	-1	-1	пісок мілкий, місцями пилюватий, 15 % домішок супіску	6 проходів	55

Дослідний процес доцільно описувати поверхнею другого порядку за методом ортогонального центрального композиційного планування експерименту

(ЦКП) [126, 180]. Функція відклику характеризує стан об'єкту (у даному дослідженні це щільність скелета ґрунту) в залежності від зміни значень факторів.

Отже, необхідно установити аналітичну залежність між незалежними чинниками і вихідними параметрами, тобто функцією відклику. При цьому у загальному вигляді маємо її отримати у вигляді поліному другого ступеня:

$$y = b_0 + b_1x_1 + b_2x_2 + b_3x_3 + b_{11}x_1^2 + b_{22}x_2^2 + b_{33}x_3^2 + b_{12}x_1x_2 + b_{13}x_1x_3 + b_{23}x_2x_3, \quad (2.16)$$

де b_0, b_1, b_2, b_3 – коефіцієнти регресії, що показують ступінь впливу даного фактору на функцію відклику; $b_{11}, b_{22}, b_{33}, b_{12}, b_{13}, b_{23}$ – коефіцієнти, що характеризують парну взаємодію; $x_{1...3}$ – заковдані змінні.

Рівняння регресії (2.16) з обмеженнями, що накладаються на фактори, що варіюються (змінюються), називають математичною моделлю (ММ) дослідного процесу. Для визначення коефіцієнтів регресії складається матриця ортогонального ЦКП для трьох чинників [126, 180].

Експеримент проводиться згідно вибраної матриці планування. План являє множину з n точок K -вимірною факторного простору. На цьому просторі є декілька функцій, що описують поведінку відкликів плану. Значення відкликів кодуванням зводять до однієї величини узагальненого відклику. У підсумку експерименту n точкам факторного простору співставляють n експериментальних точок узагальненої функції відклику. Сама функція невідома і представлена у результаті проведення одного кроку планування своїми n значеннями, із яких вибирається найбільше оптимальне. Вибір відповідає перевірці гіпотез про різницю двох середніх й однорідності дисперсій [126, 180].

Таким чином, вибрана одна точка факторного простору, що відповідає локальному оптимуму на множині n точок цього ж простору. Спираючись на гладкість і непереривність функції відклику, можемо підібрати таку околицю цієї оптимальної точки, при якій функція узагальненого відклику буде наближатися гіперплощиною $\Psi(x_1, x_2, \dots, x_n)$, що буде задана у факторному просторі.

Ступінь ефективності наближення функції узагальненого відклику гіперплощиною визначається за допомогою оціночної функції, що задана множиною неув'язок [126, 180]. У якості оціночних функцій U використовують суму квадратів або суму модулів неув'язок, а також мінімаксний критерій:

$$U = \sum_{i=1}^n \xi_i^2, \quad U = \sum_{i=1}^n |\xi_i|, \quad U = \min \max |\xi_i|. \quad (2.17)$$

Ці оцінки порівнюють за величиною похибок коефіцієнтів регресії та простотою обчислень. У цьому відношенні метод найменших квадратів (МНК) найбільш оптимальний. Він призводить до мінімально можливої остаточної суми квадратів відклику, чи неув'язок, і в цьому сенсі є оптимальною оцінкою коефіцієнтів моделі. Для кожного дослідження рівняння регресії розраховується приблизно, з точністю до неув'язок [126, 180]: $y_i - b_0 - \sum_{k=1}^u b_k x_{ki} = \xi_i$.

МНК полягає в тому, що коефіцієнти моделі b_k вибирають із умови:

$$U = \sum_{i=1}^n \xi_i^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - b_0 - \sum_{k=1}^u b_k x_{ki})^2 = \min. \quad (2.18)$$

Для досягнення мінімуму функції $U(b_k)$ необхідно прирівняти всі часткові похідні до нуля $\partial U / \partial b_k = 0$. Після простих перетворень отримуємо

$$Nb_0 + \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^u b_k x_{ki} = \sum_{i=1}^n y_i \quad b_0 \sum_{i=1}^n x_{ki} + \sum_{i=1}^n \sum_{k=1}^u b_k x_{ki}^2 = \sum_{i=1}^n y_i x_{ki}. \quad (2.19)$$

Згідно властивості симетричності матриці планування алгебраїчна сума елементів будь-якого вектору стовпця (фактору) дорівнює нулю $\sum_{i=1}^n x_{ki} = 0$, а за умовою нормування $\sum_{i=1}^n x_{ki}^2 = n$. Крім цього, використовуючи ортогональність матриці планування, маємо: $\sum_{i=1}^n x_{ki} x_{ui} = 0$, $k \neq u$, $k, u = 1, 2, \dots, u$. Із урахуванням цих властивостей отримуємо коефіцієнти регресії лінійної моделі:

$$b_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i, \quad b_k = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i x_{ki}, \quad b_{ku} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i x_{ki} x_{ui}, \quad k \neq u, \quad k, u = 1, 2, \dots, u. \quad (2.20)$$

Коефіцієнти регресії для багаточлену другого ступеня розраховують як:

$$b_0 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n y_i - \frac{b_{11}}{n} \sum_{i=1}^n x_{i1}^2 - \dots - \frac{b_{uu}}{n} \sum_{i=1}^n x_{iu}^2, \quad b_k = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ik} y_i}{\sum_{i=1}^n (x_{ik})^2} (k \neq 0), \quad (2.21)$$

$$b_{ku} = \frac{\sum_{i=1}^n x_{ik} x_{iu} y_i}{\sum_{i=1}^n (x_{ik} x_{iu})^2} (k \neq u), \quad b_{kk} = \frac{\sum_{i=1}^n (x_{ik} - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{iu}^2) y_i}{\sum_{i=1}^n (x_{ik}^2 - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{iu}^2)^2} (k \neq u),$$

де i – кількість експериментів; k – кількість факторів; u – кількість рівнів.

Також для розрахунку коефіцієнтів регресії при ПФЕ можливо використати методику Йетса [126].

Для розрахунку оцінки дисперсій при визначенні коефіцієнтів регресії використовують такі вирази:

$$D_{b_0} = \frac{D_y^2}{n} + \frac{m D_{b_{ii}}^2}{n} \sum_{i=1}^n x_{ik}^2, \quad D_{b_k} = \frac{D_y^2}{\sum_{i=1}^n (x_{ik})^2} (k \neq 0), \quad (2.22)$$

$$D_{b_{ku}} = \frac{D_y^2}{\sum_{i=1}^n (x_{ik} x_{iu})^2} (k \neq u), \quad D_{b_{kk}} = \frac{D_y^2}{\sum_{i=1}^n (x_{ik}^2 - \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{iu}^2)^2},$$

Коефіцієнти b_0 , b_k , b_{ik} вважаються значимими, якщо виконується умова:

$$|b| \geq D_b t, \quad (2.23)$$

де t – критерій Стюдента; D_b – дисперсія, за якою визначається коефіцієнт регресії, що розраховується таким чином: $D_b = \overline{D}_b / \sqrt{n}$, \overline{D}_b – дисперсія середнього значення фактору.

Адекватність отриманого рівняння регресії перевіряється за допомогою критерію Фішера [126, 180]:

$$k_{\text{фр}} = \frac{\max(D_a; D_{cp})}{\min(D_a; D_{cp})} \leq k_{\text{фр}}, \quad (2.24)$$

де D_a – дисперсія адекватності, що розраховується за (2.25); D_{cp} – дисперсія середніх значень, що розраховується за (2.25); $k_{\text{фр}}$ – табличне значення критерію Фішера, що приймають при числу степенів свободи q (q_1 – для чисельника, q_2 – для знаменника) й довірчій імовірності $p = 0,95$ за таблицю, яка є у довідниках [126, 180]. У чисельнику приймається найбільше, в знаменнику – найменше значення із розрахованих величин дисперсії.

$$D_b = \frac{1}{n-b} \sum_1^n (x_{ie} - x_{\text{теор}})^2, \quad D_{cp} = \frac{D_i}{n} = \frac{1}{nu} \sum_1^n (x_i - \bar{x})^2, \quad q_1 = n - b, \quad q_2 = m(n - 1) \quad (2.25)$$

де x_{ie} , $x_{\text{теор}}$ – середні експериментальні та теоретичні значення (для прийнятої кривої) вимірювань; b – кількість коефіцієнтів регресії знайденого чи прийнятого теоретичного рівняння. У виразах (2.16) – (2.25) i – номер досліду; k, u – номери фактору; n – кількість дослідів.

Отже, прийняті математичні методи планування експерименту є шляхами системного аналізу. Вони дозволяють досліджувати й оптимізувати складні системи і процеси, що забезпечують високу ефективність експерименту та точність визначення дослідних факторів.

2.2.5. Статистичний аналіз випадкових величин геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів штучної основи

Для аналізу ВВ експериментальних даних застосована наступна методика [8]:

1. Визначають необхідну кількість дослідних даних за методикою, що наведена нижче.

2. Після отримання експериментальних даних у польових і лабораторних умовах ВВ у вигляді статистичного ряду аналізують з метою виключення грубих помилок: а) знаходять підозрілі величини x_{max} і x_{min} ; б) визначають середнє значення \bar{x} за (2.29) і середнє квадратичне відхилення \hat{x} за (2.31); в) розраховують довірчі інтервали за (2.24) і перевіряють умову (2.26); г) відбраковують недостовірні значення за (2.27) і визначають однорідність спостережень за (2.18); д) виключають при необхідності зі статистичного ряду x_{max} чи x_{min} й отримують новий статистичний ряд із нових n членів.

3. Розраховують статистичні параметри нового ряду: математичне очікування \bar{x} за (2.29), дисперсію σ^2 за (2.30), середнє квадратичне відхилення σ (стандарт) і коефіцієнт варіації v за (2.31).

4. Підбирають ЗР для ВВ і перевіряють його адекватність.

Збільшення числа спостережень n є основним способом підвищення точності статистичного аналізу. Для визначення необхідної кількості спостережень необхідно знати генеральну дисперсію спостережень σ^2 і допустиму дисперсію результату s^2 ; при цьому $n = \sigma^2/s^2$. Збільшуючи число спостережень, можна необмежено підвищувати точність знайденого результату, та при цьому необхідно, щоб не змінювалися умови випробовувань. Саме цим прийомом користуються, щоб зменшити довірчий інтервал при незмінній довірчій ймовірності.

Набагато складніше призначати кількість спостережень при невідомому ЗР досліджуваної ВВ. Ця кількість одночасно служить двом цілям: зменшує ймовірність α помилки I роду (відхилення від правильної гіпотези) і ймовірність β помилки II роду (прийняття невірної гіпотези). Перша ймовірність співпадає з прийнятим рівнем значимості p . Друга залежить від багатьох факторів, і в першу чергу від того, наскільки невірно прийнята гіпотеза (неправильний ЗР). Тому під β , зазвичай, розуміють найбільшу можливу ймовірність помилки другого роду при будь-яких відхиленнях від правильної гіпотези.

Розрізняють абсолютні $\varepsilon = x_g - x_i$ й відносні $\delta = \pm \varepsilon/x_g \cdot 100$ похибки, де x_g – таке значення вимірюваної величини, яке заздалегідь точніше, ніж отримане при вимірюваннях (дійсне значення вимірюваної величини); x_i – значення, отримане при вимірюваннях. Різновидом випадкових похибок є грубі погрішності чи промахи. Зазвичай промах має різко відмінне від інших вимірювань значення. Але це відхилення від значень інших вимірювань не дає права виключати його як промах, поки не перевірено, що це відхилення не є наслідком статистичного розкиду. Відомо, що поява при вимірюванні значення, що відхиляється від істинного (або від середнього значення) на величину, що перевищує 3σ , малоймовірно.

В основі теорії випадкових помилок лежать передумови про те, що: 1) при великому числі вимірювань випадкові погрішності однакової величини, але різного знаку, зустрічаються однаково часто; 2) великі похибки зустрічаються менше, ніж малі, або ймовірність виникнення погрішності зменшується з ростом її величини; 3) при нескінченно великій кількості вимірювань дійсне значення величини дорівнює середньоарифметичному значенню всіх результатів вимірювань; 4) виникнення того чи іншого результату вимірювання як випадкової події описується нормальним розподілом, якщо число вимірювань більше 30, чи розподілом Стюдента, якщо менше 30 [127].

Отже, для розрахунку необхідної мінімальної кількості спостережень застосована така методика [8, 127]: 1) проводять попередній експеримент із кількістю вимірювань $n = 30$; 2) розраховують математичне очікування \bar{x} (2.28), середнє квадратичне відхилення σ і коефіцієнт варіації v (2.30) для цієї вибірки; 3) призначають необхідну точність вимірювань m , яка має бути не менше точності приладу (приймалося $m = 5 - 10 \%$); 4) призначають нормоване відхилення t (для

фізичних характеристик $t = 3$, для механічних $t = 2$); 5) за формулою (2.23) визначають мінімально необхідну кількість вимірювань:

$$n_{\min} = (v \cdot t/m)^2. \quad (2.23)$$

Недоліком цього підходу є те, що в результаті відкидають одне спостереження. Після цього всі вибіркові характеристики в новій вибірці мають бути перераховані знову, і процедуру пошуку грубої помилки повторюють. Не враховують також інформацію про вид розподілу генеральної сукупності.

З іншого боку, необхідний обсяг вибірки в дослідженнях неоднорідності ущільнених ґрунтів подушок уточнювався за номограмою достатньо великих чисел при величинах ймовірності $p = 0,85$ і $p = 0,95$. Мінливість попередньо приймалася за табл. 1.6 (для: $w v = 20\%$; $\rho_d v = 4\%$; c і $\varphi v = 10\%$; $E v = 30\%$).

Допустиму відносну похибку δ знаходять двома шляхами. Перший базується на аналізі способу його визначення методами теорії помилок. Та при цьому дуже суттєво підвищується кількість необхідних паралельних дослідів. Тому більш реально використовується інший підхід – призначення похибки згідно важливості цього значення у розрахунках. За [72] прийнято для $w \delta = 15\%$, для $\rho_d \delta = 5\%$, для c, φ та $E \delta = 10\%$.

Розрахунок довірчого інтервалу при оцінюванні математичного очікування для великих вибірок ($n > 30$) розраховують при використанні в якості квантиля $u_{\alpha/2}$, для малих ($n < 30$) – t_α за формулою (2.24):

$$J_\beta = \left(\bar{x} - u_{\alpha/2} \cdot \frac{\hat{x}}{\sqrt{n}}; \bar{x} + u_{\alpha/2} \cdot \frac{\hat{x}}{\sqrt{n}} \right); J_\beta = \left(\bar{x} - t_\alpha \cdot \frac{\hat{x}}{\sqrt{n}}; \bar{x} + t_\alpha \cdot \frac{\hat{x}}{\sqrt{n}} \right), \quad (2.24)$$

де \bar{x} – математичне очікування, що розраховують за (2.28); \hat{x} – стандарт, що розраховують за (2.30); $u_{\alpha/2}$ – квантиль за умови нормального розподілу ВВ, що залежить від довірчої ймовірності α і приймають за довідковими таблицями [8 та ін.] як обернену функцію Лапласа; t_α – квантиль Стьюдента, що залежить від довірчої ймовірності α і теж приймають за таблицями [8 та ін.].

Для заданих значень величин довірчого інтервалу можливо розрахувати необхідний об'єм вибірки, що забезпечує задану точність для визначення закону розподілу ВВ (2.25). При малій кількості спостережень ($n < 30$) використовувалася методика В.С. Госсета (Стьюдента):

$$n = u_{\alpha/2}^2 \left(\frac{v}{\delta} \right)^2; n = t_\alpha^2 \left(\frac{v}{\delta} \right)^2, \quad (2.25)$$

де v – коефіцієнт варіації, що розраховують за (2.30); δ – відносна похибка вимірювань; $u_{\alpha/2}$, t_α – теж саме, що і для (2.24).

Отже, при використанні описаної методики для дослідних величин у вибірках прийнята кількість зразків, вказана у табл. 2.7.

При відомих довірчих інтервалах можливо перевірити статистичний ряд на наявність грубих помилок за умовою (2.26):

$$\begin{cases} \beta_1 \leq J_\beta; \\ \beta_2 \leq J_\beta; \end{cases} \text{ де } \beta_1 = \frac{x_{\max} - \bar{x}}{\sqrt{\frac{n-1}{n}} \sigma}; \quad \beta_2 = \frac{\bar{x} - x_{\min}}{\sqrt{\frac{n-1}{n}} \sigma} \quad (2.26)$$

Таблиця 2.7 – Необхідний об’єм досліджень

Дослідна величина	Необхідна кількість зразків (спостережень, замірів) при довірчій імовірності			Прийнятий мінімальний об’єм визначень для вибірок
	P = 0,95	P = 0,85	-	
Вологість, w	370	200		200
Щільність скелета ґрунту, ρ_d , г/см ³	370	200		200
Кут внутрішнього тертя, φ , °	24	13		50
Питоме зчеплення, c , кПа	16	9		50
Модуль деформації, E , МПа	140	75		100
Кількість проходів за одним слідом ущільнюючого механізму			10	20
Товщина шару, см			50	50

Відбракування недостовірних значень, спричинених грубими похибками виконувалось методом значень, що різко відрізняються (ЗРВ) [126]. Суть його в тому, що належність першого x_1 , останнього x_n і передостаннього x_{n-1} членів рангового ряду генеральній сукупності перевіряється відповідним критерієм t :

$$t = (x_n - x_1)/(x_n - x_2), \quad t = (x_n - x_{n-1})/(x_n - x_1), \quad t = (x_n - x_{n-2})/(x_n - x_1), \quad (2.27)$$

де t визначають за статистичними таблицями [127] відповідно до обсягу вибірки та заданого рівня значимості.

Перевірка однорідності спостережень (вибракування помилкових ВВ) при невідомих генеральних середнього значення та дисперсії виконано за методом максимального відносного відхилення (цей підхід закладено у ДСТУ Б В.2.1-5-96:

$$|x - \bar{x}|/\sigma \geq \tau_{1-p}, \quad (2.28)$$

де \bar{x} , σ – вибіркове середнє та стандарт; x – помилкове значення; τ – квантиль максимального відносного відхилення τ -розподілу, що визначають за статистичними таблицями [8 та ін.].

Розподіл ймовірностей містить повну інформацію про ВВ. Серед статистичних параметрів виділяють середнє значення, навколо якого групуються можливі ВВ і якесь значення, що характеризує ступінь їх розкиду відносно середнього. Важливою характеристикою ВВ є математичне очікування (сподівання, математичне середнє значення) \bar{x} . Цей параметр визначає положення розподілу. Геометрично воно інтерпретується як центр ваги площі, обмеженої кривою розподілу і віссю абсцис. Математичне очікування для дискретних і неперервних ВВ визначають за (2.29):

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^n P_i x_i; \quad \bar{x} = \int_{-\infty}^{+\infty} x \cdot f(x) dx, \quad (2.29)$$

де P_i – ймовірність значення x_i ; x_i – можливі величини x ; $f(x)$ – щільність ймовірності неперервної ВВ.

Модую M_0 дискретної ВВ називають її найімовірніше значення, а неперервної – те її значення, якому відповідає максимальна щільність розподілу. Медіаною Me ВВ називають таке її значення, для якого однаково ймовірне виявлення значень ВВ, більших або менших, ніж це значення ($P(X < Me) = P(X > Me)$).

Дисперсія ВВ – це математичне сподівання квадрата відхилення ВВ $\hat{\sigma}^2$ (\hat{x}^2) від її центра \bar{x} і характеризує розкид її значень відносно математичного сподівання. Дисперсія для дискретних і неперервних ВВ:

$$\hat{x}^2 = \sum_{i=1}^n P_i (x_i - \bar{x})^2; \quad \hat{x}^2 = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \bar{x})^2 f(x) dx, \quad (2.30)$$

Геометрично дисперсію розглядають як центральний момент інерції площі, обмеженої кривою розподілу. Середнє квадратичне відхилення (стандарт) \hat{x} (σ) і коефіцієнт варіації v характеризують розкид значень випадкової величини:

$$\hat{x} = \sqrt{\hat{x}^2}; \quad v = \hat{x} / \bar{x} \quad (2.31)$$

Для розподілів з великим числом параметрів розраховують також моменти ВВ. Вони являють собою математичні очікування ступенів різниці ВВ та її математичного очікування. Центральні момент k -ого порядку для дискретних і неперервних ВВ визначають за (2.32):

$$\mu_k(x) = \sum_{i=1}^n P_i (x_i - \bar{x})^k; \quad \mu_k(x) = \int_{-\infty}^{+\infty} (x - \bar{x})^k f(x) dx, \quad (2.32)$$

Коефіцієнт асиметрії A визначає скошеність розподілу ВВ, тобто оцінює відхилення розподілу від симетричного:

$$A = \mu_3 / \sigma^3, \quad (2.33)$$

де μ_3 – центральний момент третього порядку.

Ексцес E оцінює шпильчастість (приплюснутість) розподілу ВВ:

$$E = \mu_4 / \sigma^4 - 3, \quad (2.34)$$

Повністю характеризує ВВ, так звані, КР. Вірогідність розподіляється нерівномірно і при тому так, що найменші й найбільші значення ВВ мають малу вірогідність, тоді як деяким проміжним її значенням відповідає максимальна вірогідність. Для придання компактності й наочності статистичний матеріал подають у вигляді статистичного ряду. Весь діапазон дослідних значень ВВ

ділять на інтервали і підраховують кількість випадків m_i , що попали в кожний i -ий інтервал. При знаходженні значень точно на границі двох інтервалів їх розподіляють порівну на кожний з них. Потім число випадків m_i ділять на загальну кількість спостережень n , при цьому знаходять частоту, що відповідає даному інтервалу: $p_i = m_i/n$. Для знаходження кількості інтервалів застосовувався вираз: $I = \sqrt{n}$, де n – кількість спостережень. Якщо по осі абсцис відкласти значення x_i , а по осі ординат p_i , то маємо емпіричний графік розподілу ВВ. Більш наглядну картину дає гістограма – послідовність стовпців, кожний з яких спирається на один розрядний інтервал, а висота його відображає кількість випадків або частот в цьому розряді. Це ступінчата фігура з висотою східців $m_i/(x_i - x_{i+1})$.

Нормальний ЗР зустрічається тоді, коли випадкові відхилення величини x від її математичного очікування \bar{x} являються наслідком величезної кількості рівноправних випадкових причин. В цьому випадку графік розподілу ВВ має одновершинну або близьку до неї симетричну форму. Логарифмічно нормальний ЗР зустрічається тоді, коли розкид значень ВВ x росте разом з \bar{x} . Цей розподіл отримують логарифмічним перетворенням нормального ЗР, має асиметричний характер і є асимптотичним для добутку ВВ.

Іноді ВВ далеко знаходяться від своїх середніх значень. Ці області називають «хвостами розподілів». Там порушуються статистичні закономірності, що обумовлені прийнятими ЗР, тобто виникають «викиди». Для узгоджень дослідних даних із ЗР можливо скористатися рядом Грам-Шарльє, який отримують коригування нормального ЗР на моменти 3-го і більше порядку. Розподіл, що описують цим рядом, дозволяє врахувати наявність викидів у фактичному розподілу. Однак ним потрібно користуватися обережно, бо інколи далеко від центру розподілу значення функції може мати від'ємне значення і давати побічні екстремуми, що суперечить змісту поняття ймовірності [113].

Експоненційний ЗР ВВ широко розповсюджений у практичних статичних розрахунках. Він є природним з фізичної точки зору, має всього один параметр λ . Його застосування суттєво спрощує формули теорії імовірності. Числові характеристики експоненційного ЗР – математичне сподівання \bar{x} і σ_x стандарт – дорівнюють одне одному. Коефіцієнт варіації при цьому $v_x=1$.

Досить широко у задачах надійності застосовують криві Пірсона, особливо III типу (гама-розподіли). Для практичного розв'язання конкретних питань можуть виявитися корисними ЗР Крицького-Менкеля, який отримують шляхом ступеневого перетворення кривої Пірсона III типу, розподіл Гриневича на базі закону Вейбула, січений розподіл, лінійні комбінації нормальних, вейбуловських й ін. Для апроксимації багато вершинних (полімодальних) розподілів використовують поліномо-експоненційний або поліномо-нормальний ЗР.

Оцінювання апроксимації ВВ характеристик ущільненого ґрунту, розкривних порід та їх сумішей у складі подушки здійснено на базі таких видів ЗР:

- 1) нормальний розподіл (розподіл Гауса)

$$p(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x - \bar{x})^2}{2\sigma_x^2}\right), \quad (2.35)$$

де σ_x (\hat{x}) – середнє квадратичне відхилення (стандарт) визначається за (2.31); \bar{x} – математичне очікування (середнє значення) відповідної ВВ визначається за (2.29); x – ВВ; n – кількість значень.

2) логарифмічно нормальний розподіл

$$p(x) = \frac{1}{\sigma_z \sqrt{2\pi}} \frac{1}{z} \exp\left(-\frac{(\ln x - \bar{z})^2}{2\sigma_z^2}\right), \quad (2.36)$$

де $\bar{z} = \ln \bar{x}$; $\sigma_z = \sigma_{\ln x}$. Параметри логнормального закона: математичне сподівання $\bar{x} = \exp(\bar{z} + \sigma_z^2/2)$; дисперсія $\sigma_x^2 = (\exp(\bar{z} + \sigma_z^2/2))(\exp(\sigma_z^2) - 1)$; коефіцієнт асиметрії $A = (\exp(\sigma_z^2) + 2)\sqrt{\exp(\sigma_z^2) - 1}$; медіана $Me = \exp(\bar{z})$; мода $M_0 = \exp(\bar{z} - \sigma_z^2)$.

3) розподіл, що можна описати рядом Грам-Шарльє

$$p(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(x - \bar{x})^2}{2\sigma_x^2}\right) \cdot (Ex^4 + Ax^3 - 6Ex^2 - 3Ax + 3E + 1), \quad (2.37)$$

де $A = \mu_3/6\sigma^3$; $E = (\mu_4 - 3\sigma^4)/(24\sigma^4)$.

4) експоненційний розподіл

$$p(x) = \frac{1}{x} \cdot \exp\left(-\frac{x}{\bar{x}}\right), \quad (2.38)$$

де \bar{x} , x – теж саме, що й у (2.35).

4) поліномо-експоненційний розподіл

$$p(x) = \exp(C_0 + C_1x + C_2x^2 + C_3x^3 + C_4x^4), \quad (2.39)$$

де $C_0 \dots C_4$ – коефіцієнти полінома, які визначаються за оцінкою математичного очікування, дисперсії, асиметрії та ексцесу, тобто за моментами 1-4-го порядків шляхом розв'язання системи нелінійних рівнянь. Для полегшення підбору цих коефіцієнтів двомодальна функція розподілу ВВ щільності скелета ґрунту ущільненої суміші розбивалась на два проміжки. Для кожного проміжку МНК розраховувались $C_0 \dots C_4$.

Характеристики міцності ґрунту (c і φ) є сукупністю двох ВВ (системою двох ВВ). Геометрично це інтерпретується як випадкова точка з координатами (c, φ) чи випадковий вектор, направлений із початку координат до точки $(c; \varphi)$. Функцією розподілу випадкового вектора є ймовірність одночасного виконання двох нерівностей: $X < x$ і $Y < y$, тобто $p(x, y) = P((X < x)(Y < y))$. Для таких розподілів центральні момент $k+s$ -ого порядку для дискретних і неперервних ВВ визначають за (2.40):

$$\mu_{k,s}(x, y) = \sum_{i=1}^n P_i (x_i - \bar{x})^k (y_i - \bar{y})^s; \quad \mu_{k,s}(x, y) = \int_{-\infty}^{\infty} (x - \bar{x})^k (y - \bar{y})^s f(x, y) dx dy, \quad (2.40)$$

ВВ характеристик міцності є незалежними, оскільки їх ЗР не залежать від того, яке значення буде набувати інша. Таким чином, апроксимацію випадкової функції розподілу $F(c, \varphi)$ будемо виконувати на базі нормального чи логнормального законів (2.41) (залежно від того який ЗР буде мати кожна із ВВ).

$$p(c, \varphi) = \frac{1}{\sigma_c \sigma_\varphi \sqrt{2\pi}} \exp\left(-0,5 \left(\frac{(c - \bar{c})^2}{\sigma_c^2} + \frac{(\varphi - \bar{\varphi})^2}{\sigma_\varphi^2} \right)\right);$$

$$p(x) = \frac{1}{\sigma_{\ln c} \sigma_{\ln \varphi} \sqrt{2\pi}} \exp\left(-0,5 \left(\frac{(\ln c - \bar{\ln c})^2}{\sigma_{\ln c}^2} + \frac{(\ln \varphi - \bar{\ln \varphi})^2}{\sigma_{\ln \varphi}^2} \right)\right),$$
(2.41)

параметри цих розподілів аналогічні як для (2.35) і (2.36).

Якби коректно не була підібрана теоретична крива, між нею та емпіричним розподілом завжди є деякі розходження. Для перевірки адекватності прийнятого теоретичного ЗР є декілька критеріїв узгодження: χ^2 (“хі-квадрат”) Пірсона, Колмогорова, Смірнова тощо. У нашому випадку об’єми вибірок були достатніми, тому для порівняння відповідності між теоретичними розподілами та статистичним рядом застосовано критерій Пірсона χ^2 і при графічному представленні статистичного матеріалу критерій Колмогорова λ [8, 16, 18, 126, 137, 142]. Також для перевірки нормальності розподілу (при малих вибірках – орієнтовно – до 20) часто користуються двома показниками, які характеризують форму кривих розподілу, ними служать асиметрія A (2.33) й ексцес E (2.34), а також за:

$$A = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^3}{n \sigma_x^3}; \quad E = \frac{\sum (x_i - \bar{x})^4}{n \sigma_x^4} - 3,$$
(2.42)

де σ_x , \bar{x} , x , n – теж саме, що й у (2.35).

Для нормального характеру розподілу ВВ показники асиметрії й ексцесу мають дорівнювати нулю. Для перевірки нульової гіпотези абсолютні значення A і E слід порівняти з критичними значеннями $A_{кр}$ і $E_{кр}$ для обсягу вибірки та заданого рівня значимості, які вибираються із відповідних таблиць [8]. Крім того, розподіл вважається таким, що не суперечить нормальному, якщо відношення A і E до їх похибок не перевищує 1,5:

$$A/m_A \leq 1,5 \text{ та } E/m_E \leq 1,5,$$
(2.43)

де $m_A = \pm\sqrt{6/n}$ та $m_E = \pm\sqrt{24/n}$.

Критерій Пірсона λ^2 описують функцією виду:

$$\lambda^2 = \sum_1^k (n_i - Np_i)/Np_i,$$
(2.44)

де k – кількість інтервалів у гістограмі; n_i – кількість попадань в i -й інтервал; p_i – ймовірність попадання в i -й інтервал за прийнятим законом; N – загальна кількість спостережень.

Для виявлення найбільш коректного ЗР визначали емпіричну частоту попадання ВВ до кожного інтервалу та ймовірність попадання у той же інтервал $P_i = \delta P(\bar{x})$, що розраховують за розглянутими розподілами. Знайдену величину критерію Пірсона $\Sigma \lambda^2$ порівнюють з табличним значенням λ^2_{1-p} : $\lambda^2 \leq \lambda^2_{1-p}$; при кількості ступенів вільності $f = k - 3$ і заданому рівні значимості α .

Відповідність дослідного розподілу будь-якому закону за критерієм Колмогорова оцінюють функцією виду $\lambda = D\sqrt{n}$, де D – максимальна абсолютна величина різниці між теоретичною та емпіричною функціями розподілу. Знайдену величину критерію Колмогорова λ порівнюють з табличним значенням λ_{1-p} : $\lambda \leq \lambda_{1-p}$.

2.3. Висновки за розділом 2

На базі нормативного підходу до контролю якості ущільнення ґрунту в польових і лабораторних умовах та методики планування одно- та багатофакторного експерименту обґрунтована програма експериментальних досліджень ущільнених ґрунтів таким чином, щоб забезпечити достатній об'єм статистичних даних для достовірного оцінювання неоднорідності їх фізико-механічних характеристик і впливу на них технологічних параметрів, що мають місце при зведенні насипів. При цьому можна зробити наступні висновки.

1. Першим етапом виконання робіт був підбір оптимальних параметрів ущільнення ґрунту у лабораторних умовах (вологість і щільність скелета ґрунту чи коефіцієнт ущільнення) для кожного виду ґрунту чи ґрунтової суміші залежно від параметрів ущільнювального механізму (ваги, кількості проходів за одним слідом тощо) за рахунок проведення динамічного ущільнення ґрунтів стаціонарним приладом МДУ-1 при різних ударних імпульсах. Отримані при лабораторних дослідженнях результати перевірялися у польових умовах. При цьому доведено, що проектна щільність скелета ґрунту не залежно від типу розкривного піску при його оптимальній вологості досягається за меншою кількістю проходів котка. Визначено лінійний графічний і кореляційний взаємозв'язок між питомим об'ємом скелета ґрунту $1/\rho_d$ та логарифмом кількості проходів котка $\lg N$ для всіх типів дослідних розкривних пісків при різних інтервалах їх вологості.

2. Для експериментальних об'єктів проведені комплексні польові та лабораторні дослідження неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ. До складу цих випробовувань входило відбір зразків ґрунту та фіксація технологічних параметрів; стандартні лабораторні дослідження фізико-механічних характеристик ущільненого ґрунту, а також його пенетраційні випробовування.

3. Кількість визначень характеристик (параметрів) у різних точках масиву чи його шару є обмеженою, тому доцільна статистична обробка вибірки даних лабораторних і польових випробувань. Для збору статистичних даних фізико-механічних характеристик, змінності технологічних параметрів використано однофакторний (пасивний) дисперсійний експеримент. Для виявлення найбільш впливового чиннику на змінність властивостей ущільненого ґрунту використано багатофакторний дисперсійний план експерименту.

4. У результаті отримані достатні вибірки ВВ дослідних характеристик і технологічних параметрів.

5. Кожен із показників фізико-механічних властивостей ґрунту характеризується не якимось одним значенням, а деякою сукупністю ВВ. Чим більша ця сукупність, тим точніше може бути визначена характеристика ґрунту в кількісному відношенні за даним показником. Повністю характеризують ВВ КР. Після відсіювання похибок статистичний ряд аналізується, підбирається коректний розподіл і визначаються його параметри. За критерій змінності будівельних властивостей ґрунтів подушок прийнято коефіцієнт їх варіації.

РОЗДІЛ 3 РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ НЕОДНОРІДНОСТІ ГРУНТІВ ШТУЧНИХ ОСНОВ

3.1. Результати досліджень впливу технологічних факторів на характеристики ущільнених ґрунтів

За даними лабораторних досліджень оптимальних параметрів ущільнення (оптимальна вологість і максимальна щільність скелета ґрунту) виявлено, що ці характеристики залежать не лише від виду й властивостей ґрунту, але й від параметрів ударного навантаження, яке використовують при їх дослідженні. Найбільш типові графіки залежності максимальної щільності скелета ґрунту від вологості й величини ударного імпульсу наведені на рис. 3.1.

У табл. 3.1 подані значення фізико-механічних характеристик ґрунтів в ущільненому стані, що отримані у лабораторних умовах. Ці експерименти показують, що для малозв'язних ґрунтів, до речі, як і для зв'язних [134] характерна залежність оптимальної вологості та максимальної щільності скелета ґрунту від величини ударного навантаження або логарифму роботи удару: $W_{opt} = f(\lg A)$ та $\rho_d^{max} = f(\lg A)$.

На рис. 3.2, а побудовано графік залежності питомої щільності скелета ґрунту від логарифму величини роботи удару, а на рис. 3.2, б – оптимальної вологості ґрунту від логарифму величини роботи удару. З них видно, що до певної межі графіки можливо вважати лінійними. При високих значеннях оптимальної вологості вони стають близькими до горизонтальних.

Можливо підсумувати, що до певної межі за рахунок збільшення роботи удару збільшується й питома щільність скелета ґрунту. Отже, використовуючи дані рис. 3.1, можливо встановити оптимальні параметри ущільнення конкретного ґрунту для механізмів, якщо відомі їх технічні характеристики.

Результати досліджень щільності скелета ґрунту, що була досягнута при ущільненні різних видів пісків 5 типами ущільнюючих механізмів, виконуючи польовий геотехнічний контроль якості ущільнення ґрунтів подані у табл. 3.2.

Як видно з табл. 3.2, у більшості випадків фактична величина коефіцієнта ущільнення $k_s > 1$. Таким чином, величини максимальної щільності скелета ґрунту для малозв'язних ґрунтів за «стандартним» методом ущільнення (тестом Проктора) виявилися нижчими за їх фактичні величини. Отже, «стандартний» метод не дає еталонних результатів, що відповідають можливостям сучасних важких котків, особливо із вібраційним режимом роботи.

Характерні результати польових досліджень характеристик ущільнених малозв'язних розкривних порід та їх сумішей з супіском пластичним представлені у табл. 3.3. Дані згруповані відповідно до технологічних параметрів укочування ґрунту та матеріалу штучної основи.

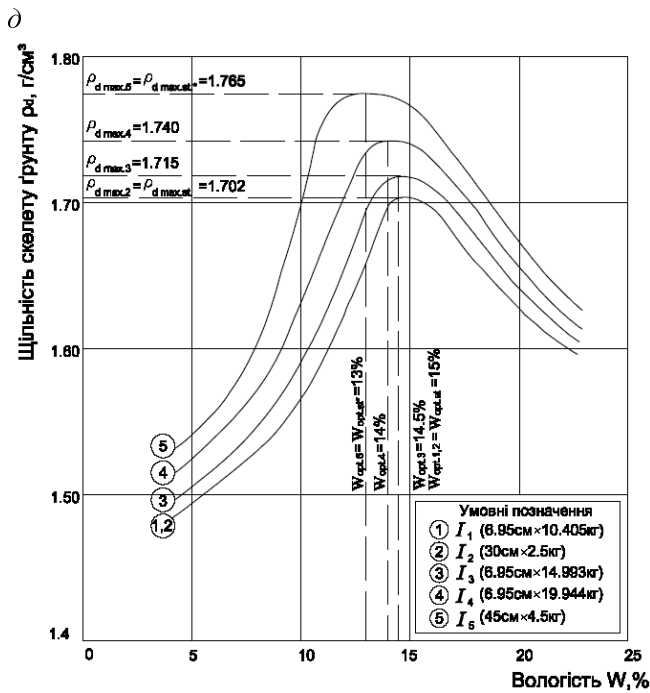
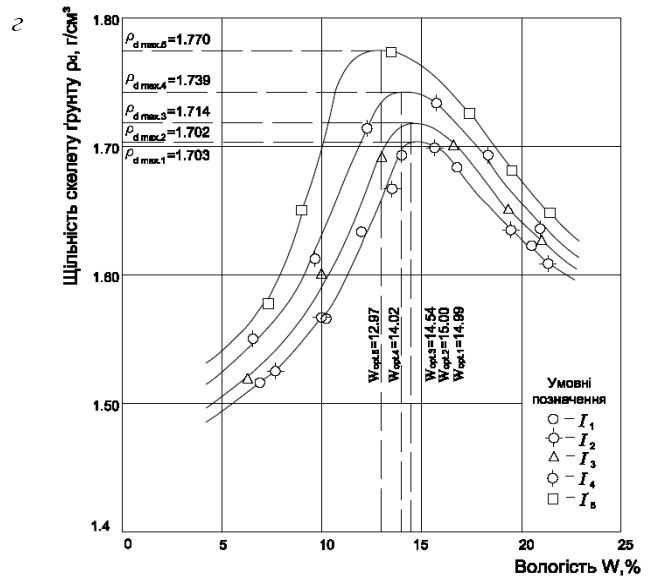
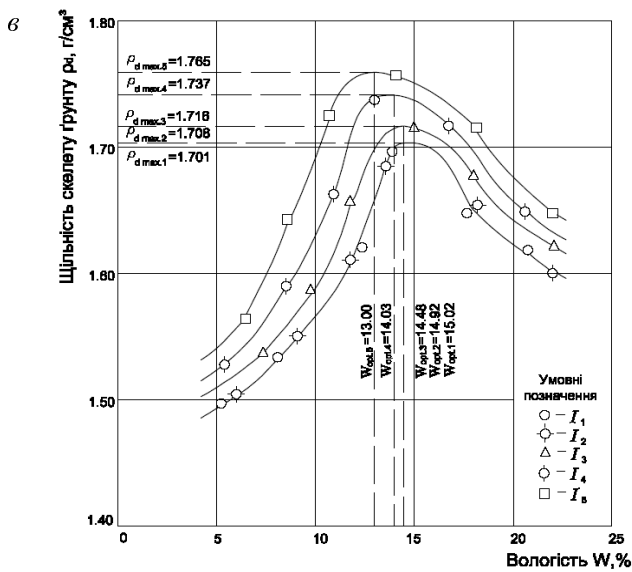
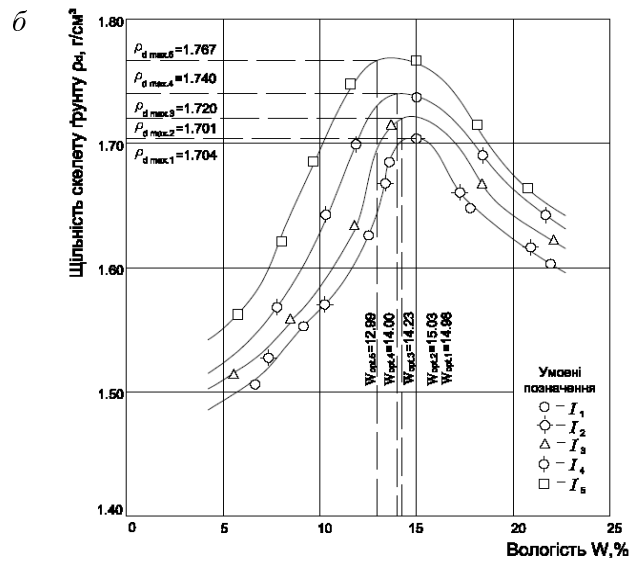
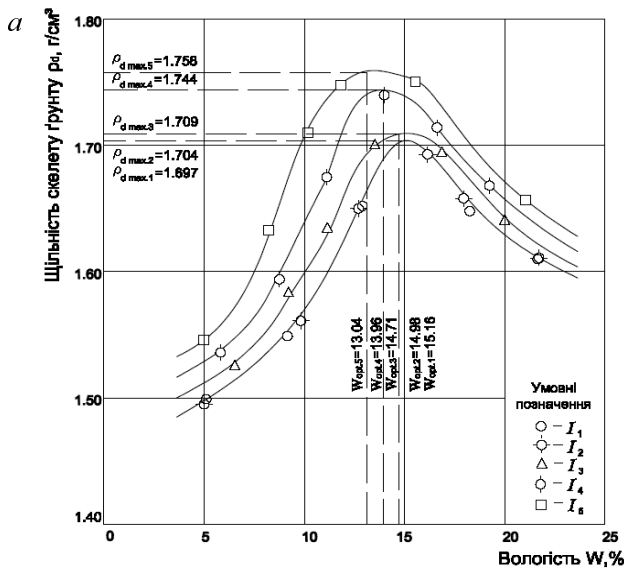


Рис. 3.1 – Графіки залежності між щільністю скелета ґрунту та вологістю $\rho_d=f(W)$: а – для зразка №1; б – для зразка №2; в – для зразка №3; г – зразка №4; д – узагальнені графіки залежності між щільністю скелета ґрунту та вологістю $\rho_d=f(W)$; I_1 – імпульс №1 (висота падіння вантажу $h=6,95$ см, маса вантажу $m=10,4$ кг); I_2 – імпульс №2 ($h=30$ см, $m=2,5$ кг); I_3 – імпульс № 3 ($h=6,95$ см, $m=15,0$ кг); I_4 – імпульс № 4 ($h=6,95$ см, $m=19,9$ кг); I_5 – імпульс № 5 ($h=45$ см, $m=4,5$ кг)

Таблиця 3.1 – Фізико-механічні характеристики ущільнених малозв'язних ґрунтів у лабораторних умовах

Найменування характеристик ґрунту	Значення характеристик розкривних порід для різних проб			
	пісок м'який, однорідний	пісок пилуватий, однорідний	пісок середньої крупності, однорідний	супісок легкий пилуватий
Максимальна молекулярна вологість (ММВ), % максимальна мінімальна середня	12,1	14,4	11,6	14,6
	9,0	7,9	7,2	13,4
	11,3	11,6	10,9	13,8
Максимальна щільність скелета ґрунту ρ_d , г/см ³ максимальна мінімальна середня	1,704	1,704	1,741	1,690
	1,712	1,712	1,756	1,694
	1,698	1,698	1,726	1,653
Кут внутрішнього тертя φ , максимальний мінімальний середній	37	34	38	34,2
	29	28	30	25,5
	32	31	34	30
Питоме зчеплення c , кПа максимальне мінімальне середнє	7	9	4	8,21
	1	2	0	2,45
	4	4	2	6
Модуль деформації E , МПа максимальний мінімальний середній	22	23	27	36,2
	14	15	19	18,55
	18	17	23	25

Таблиця 3.2 – Результати польового та лабораторного уцілювання малозв’язних ґрунтів

Вид ґрунту	Мінімальні, середні, максимальні значення щільності скелета ґрунту, г/см ³					Щільність скелета ґрунту, ρ_d , за тестом Проктора, г/см ³	Щільність скелета ґрунту, ρ_d , за тестом Проктора, г/см ³
	механізми						
	ДУ-16	Vibromax VM 132D	Намм 3516	Намм HD90	Atlas 1140		
Піски мілкі, однорідні	-	-	-	-	-	1,703	1,742
	1,720	1,711	1,636	1,702	1,698	1,705	1,776
	1,765	1,731	1,721	1,748	1,770		
1,835	1,750	1,787	1,777	1,873			
Піски мілкі, однорідні	1,701	1,722	1,679	-	1,690	1,706	1,757
	1,708	1,727	1,708	-	1,747		
	1,713	1,740	1,736	-	1,804		
Піски мілкі та пилуваті, однорідні	1,657	-	1,699	-	-	1,704	1,772
	1,721	-	1,740	-	-		
	1,778	-	1,778	-	-		
Піски мілкі, однорідні	1,606	1,600	1,532	1,692	1,691	1,704	1,772
	1,653	1,657	1,616	1,730	1,706		
	1,700	1,718	1,685	1,780	1,715		

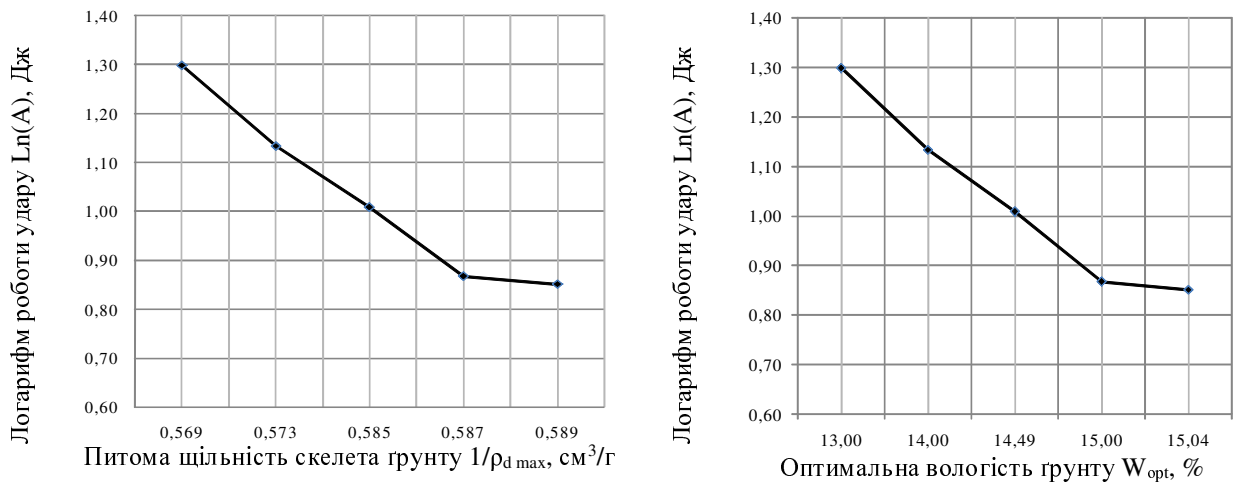


Рис. 3.2 – Графіки залежності питомої максимальної щільності скелета (зліва) та оптимальної вологості ґрунту (справа) від логарифму величини роботи удару

За критерій неоднорідності за складом ґрунту приймався процент вмісту в суміші глинистих частинок. При цьому породи з їх 5% вмістом і менше вважалися однорідними за складом, а при перевищенні цього показника – неоднорідними (сумішами).

При аналізі результатів експеримент встановлено, що закономірності проф. В.І. Крутова [99] та К. Fargoq [234], які наведені у п. 1.4.2 на рис. 1.11, справедливі для неоднорідних за вихідним складом ущільнених ґрунтів, що якісно перемішані та доведені до стану суміші майже однорідної текстури. У нашому випадку в польових умовах процентне співвідношення малозв'язних розкривних порід і глинистого ґрунту варіювалось більш істотно. Тому приведений у табл. 3.3 гранулометричний склад є осередненим, але він характеризує саме якісний бік ефекту впливу неоднорідності вихідного ґрунтового складу на кінцеві значення фізико-механічних характеристик ущільненого матеріалу подушки. Доцільно також відзначити, що при виконанні натурного експерименту якість перемішування різних видів ґрунту була недосконалою.

Таким чином, за даними табл. 3.3 фізико-механічні характеристики ущільненої неоднорідної за складом суміші неістотно погіршуються у порівнянні з однорідними розкривними породами. Зокрема, середні значення щільності скелета ґрунту на 2 – 4%, його модуля деформації на 13 – 35%, а кута внутрішнього тертя на 1 – 10% для ущільнених розкривних порід більші порівняно із ущільненими сумішами. Середні значення питомого зчеплення, навпаки, на 12 – 50% були більшими в ущільнених сумішах, що легко пояснити, оскільки малозв'язний ґрунт змішувався з супіском.

Сукупність дослідно отриманих закономірностей дає можливість зробити наступні висновки: 1) перед зведенням ґрунтових подушок доцільно попередньо здійснити експериментальне ущільнення ґрунту в польових умовах або при лабораторних дослідженнях застосовувати ударні імпульси, що близькі за значенням до конкретних механізмів, якими планується виконувати ущільнення; 2) з позицій детермінованого підходу фізико-механічні характеристики ущільненої, неоднорідної за складом суміші неістотно погіршуються порівняно з однорідними розкривними породами.

3.2. Результати лабораторних і польових досліджень геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів та їх сумішей

Дослідження штучних основ, виконаних ущільненням ґрунту, проводяться давно, але на сьогодні практично невідомо як впливають технологічні параметри та їх змінність (мінливість) на показники фізико-механічних характеристик штучних ґрунтових масивів. За такі параметри у дійсних дослідженнях приймалась маса ущільнюючих механізмів чи трамбівки; кількість їх проходів за одним слідом; режим роботи (вібраційний чи статичний); висота скидання трамбівки; фактична товщина відсипаного шару до ущільнення; вологість, гранулометричний склад ґрунту тощо. На сьогодні відсутні узагальнені статистичні дані про властивості ущільненого ґрунту в залежності від технологічних параметрів зведення подушок.

3.2.1. Результати досліджень впливу вібраційного режиму котків на характеристики ущільнених ґрунтів

За даними польових досліджень, проведених автором, встановлено, що на характеристики ущільнених ґрунтів суттєво впливає вібраційний режим роботи котків. Результати порівняння пошарового ущільнення матеріалу насипу у вібраційному та статичному режимах котка подані на рис. 3.3. При цьому найменша товщина шару склала 30 см, а найбільша – 60 см.

З рис. 3.3 добре видно, що малозв'язні розкриті породи при використанні одних і тих же ущільнюючих механізмів (масою 14 т) при близьких за гранулометричним складом ґрунтах (піски мілкі та пилуваті, однорідні) мають більш високі (на 1 – 10%) кінцеві значення щільності скелета ґрунту при вібраційному режимі, ніж при статичному.

Помічено, що при початковій товщині відсипаного шару 30 – 40 см ущільнюючі механізми забезпечували проектні значення щільності скелета ґрунту в межах шару як при статичному, так і вібраційному режимах роботи котків. При товщині відсипаного шару, що перевищувала 40 см, статичний режим не забезпечував ущільнення ґрунту до потрібного значення на всю глибину шару. При товщині 60 см і більше проектного значення щільності скелета ґрунту не було досягнуто на всю глибину шару і при вібраційному режимі ущільнення.

Отже, для забезпечення у штучному масиві нормативних характеристик ґрунту на глибину більше 40 см, але менше 60 см обов'язково слід використовувати віброрежим котків. При перевищенні вищенаведених значень товщини шарів насипу для досягнення потрібних величин щільності скелета ґрунту доцільно використовувати вібраційні котки більшої маси з прямим гідростатичним приводом і можливістю розвивати частоту коливань вальця 40 Гц на 0,9 мм.



Параметри самохідного котка

Параметр	Значення
Загальна маса, т	14,0
Розмір вальцю, ВхД, мм	1800х2000
Амплітуда, мм	0,9-1,95
Частота, Гц	30-40

Рис. 3.3 – Графіки зміни щільності скелета ґрунту за глибиною ущільненої подушки (при товщині шарів 30 – 60 см) самохідним котком у вібраційному та статичному режимах роботи за 8 проходів одним слідом: 1 – у статичному режимі роботи; 2 – у вібраційному режимі роботи

3.2.2. Результати досліджень змінності товщини шарів подушки

Товщини шарів після їх відсіпання, до та після ущільнення вимірялись електронним тахеометром або оптичним нівеліром через кожні 2 м за довжиною. Характерні результати цих досліджень, зокрема, мінливості товщини шарів (найнижчого та другого) штучного насипу наведені на рис. 3.4.

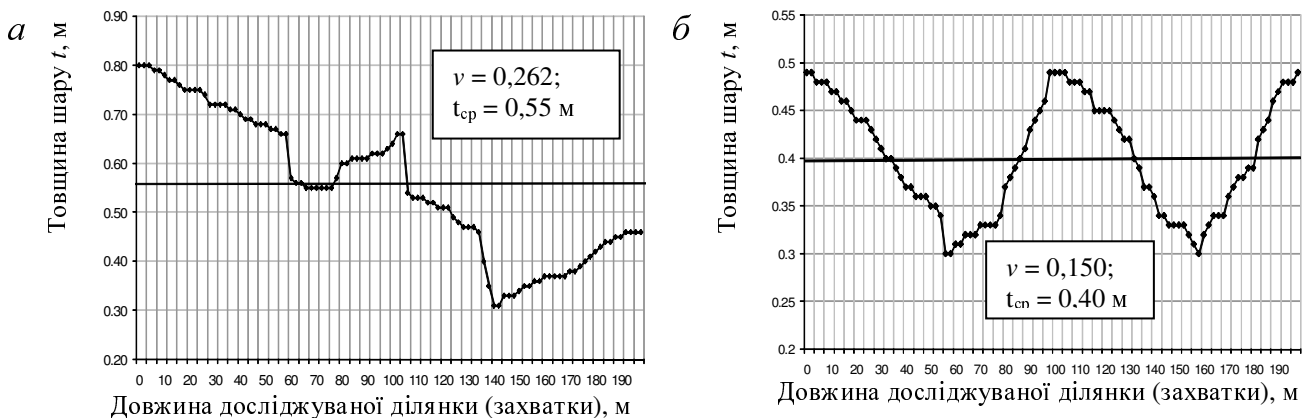


Рис. 3.4 – Мінливість товщини шарів насипу: а – першого (вирівнювального); б – інших; v – коефіцієнт варіації товщини шарів; t_{cp} – товщина шару, м

З рис. 3.4 видно, що математичне очікування t_{cp} й коефіцієнт варіації v цього параметру для першого шару ($t_{cp}=0,55$ м і $v=0,262$) (рис. 3.4, а) значно більші (на 38% і 75% відповідно), ніж для інших ($t_{cp}=0,4$ м і $v=0,15$) (рис. 3.4, б) при кількості експериментальних визначень товщини шару за площею в обох випадках $n=100$ величин.

Отримані результати можна пояснити специфічністю рельєфу і природними умовами території, на якій зводиться дослідний об'єкт.

Експериментально визначені статистичні характеристики розподілу ВВ товщини шарів (їх відхилень від проектного значення) наведені у табл. 3.4. Так для першого шару характерні відхилення, що були більш, ніж вдвічі більші за рекомендоване (проектне) значення товщини шару $t_{пр}=0,30$ м. Зокрема, відхилення товщини першого (вирівнювального) шару складало понад 157%. Для інших шарів відхилення було в межах 50 – 64%.

Таблиця 3.4 – Статистичні характеристики експериментальної гістограми розподілу ВВ товщини шарів ґрунту (відхилення від проектного значення)

Найменування параметру	μ_3	μ_4	$x_{ср}, м$	$\sigma, м$	$v, \%$	A	E
Товщина першого шару (відхилення)	$2 \cdot 10^{-4}$	$7 \cdot 10^{-4}$	0,55 (0,25)	0,14	26,2	-0,06	-1,21
Товщина наступних шарів (відхилення)	$8 \cdot 10^{-6}$	$2 \cdot 10^{-5}$	0,40 (0,09)	0,06	15,0	0,04	-1,39

Примітка: μ_3 – центральний момент третього порядку; μ_4 – центральний момент четвертого порядку; $x_{ср}$ – математичне очікування; σ – середнє квадратичне відхилення (стандарт); v – коефіцієнт варіації; A – коефіцієнт асиметрії; E – ексцес

Отже, значна мінливість товщини шарів насипу призводить до нерівномірного ущільнення ґрунту, а це безпосередньо впливає на неоднорідність отриманих після ущільнення характеристик матеріалу штучних основ. У нормативних документах [96, 209, 210, 223] з цього приводу не міститься жодних вказівок, що викликає необхідність досліджень і врахування цього фактору при розрахунках фундаментів на ґрунтових подушках.

3.2.3. Результати багатфакторного дисперсійного аналізу впливу змінності технологічних параметрів на ущільнення ґрунту

Для визначення впливу сукупності технологічних факторів та їх змінності на властивості ущільненого ґрунту штучних основ, а також на їх статистичні параметри, використано багатфакторний дисперсійний аналіз. У табл. 3.5 зведені експериментально отримані значення математичних очікувань (середніх значень) і коефіцієнтів варіації щільності скелета ґрунту, його, початкові товщини шару, ущільнюючого тиску, а також вид ґрунту та вміст у ньому домішок.

При аналізі результатів даного дослідження отримано адекватну функцію відклику для математичного очікування щільності скелета ґрунту ρ_d у залежності від досліджуваних технологічних факторів (X_1 – вид ґрунту та вміст у ньому домішок; X_2 – кількість проходів за одним слідом і режим роботи ущільнюючого механізму; X_3 – товщина відсипаного шару до ущільнення).

У табл. 3.6 приведені значення та розмірність коефіцієнтів апроксимуючого полінома (2.3). Його математична інтерпретація записана у виразі (3.1):

$$y = 1,744 + 0,024x_1 - 0,005x_3 - 0,012x_2^2 - 0,01x_3^2 - 0,011x_1x_2. \quad (3.1)$$

Таблиця 3.5 – Статистичні дані технологічних параметрів і відповідні величини щільності скелета ґрунту

Типи	Кількість проходів механізму, режим	Товщина шару ґрунту	Вологість ґрунту	Вид ґрунту, домішки	Щільність скелета ґрунту
	x_{cp}	$x_{cp}, \text{ см / v, \%}$	$x_{cp}, \% / v, \%$	Вид / к-ть домішок, %	$x_{cp}, \text{ г/см}^3 / v, \%$
1	8+	35/10	12,49/13,7	ПСК*/5	1,737/3,9
2	6	35/10	9,98/30,3	Супісок/15	1,667/4,4
3	8+	55/26	7,98/30	ПСК*/5	1,759/4,4
4	4+	45/15	5,71/24	ПМ+П**/5	1,728/1,8
5	6	45/15	7,103/17,1	ПМ+П**/5	1,748/1,3
6	4+	45/15	9,27/37,6	ПМ+П**/5	1,74/4,7
7	6	55/26	10,17/36	ПСК*/5	1,756/4,9
8	4+	45/15	7,24/36	ПСК*/5	1,767/4,4
9	8+	45/15	10,42/34,9	ПМ+П**/5	1,724/2,7
10	4+	55/26	11,49/16,6	ПМ+П**/5	1,744/4
11	8+	35/10	9,73/34	Супісок/15	1,721/3,3
12	6	35/10	6,84/23,1	ПСК*/5	1,763/2,5
13	4+	35/10	8,27/28	ПМ+П**/5	1,733/2,3
14	6	45/15	10,94/34	ПМ+П**/5	1,742/2,3
15	4+	45/15	8,99/17	ПМ+П**/15	1,738/1,8
16	8+	55/26	7,48/13	ПМ+П**/15	1,715/2,8
17	6	55/26	9,01/19	ПМ+П**/15	1,701/2

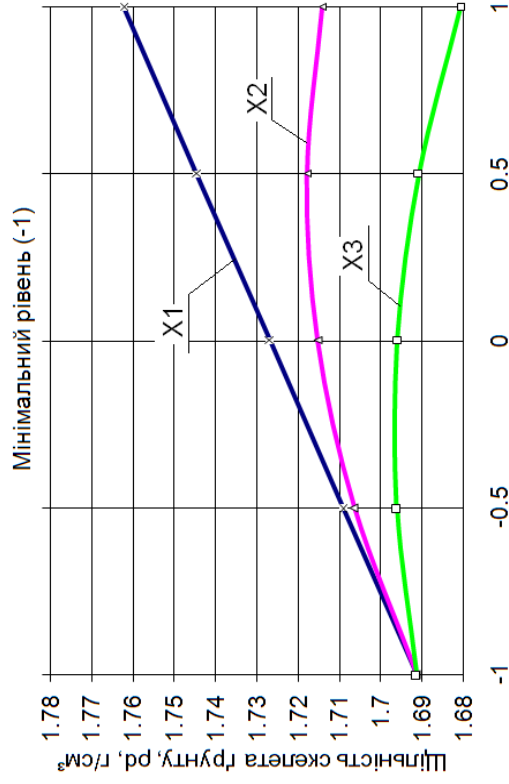
Примітка: 8+ – 8 проходів за одним слідом у вібраційному режимі; 6 – 6 проходів за одним слідом у безвібраційному режимі; ПСК*/5 – пісок середньої крупності, 5 % домішок супіску; ПМ+П**/5 – пісок мілкий, місцями пилуватий, 5 (15) % домішок супіску; супісок/15 – 15 % домішок піску пилуватого; v – коефіцієнт варіації; x_{cp} – середнє значення

Таблиця 3.6 – Значення та розмірність коефіцієнтів апроксимуючого полінома

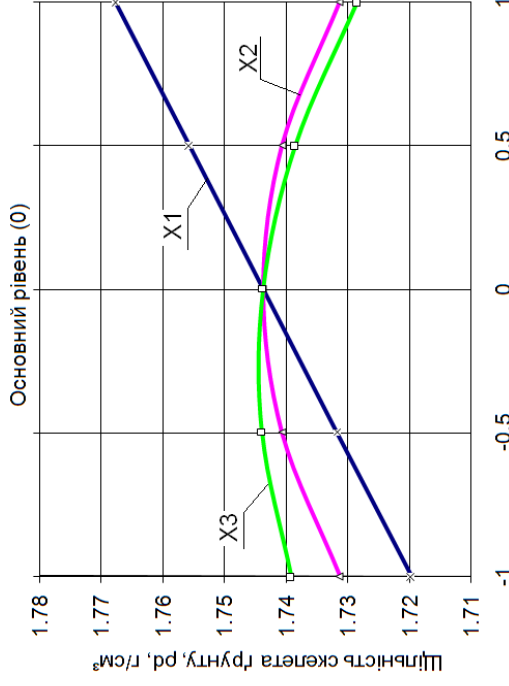
№ п/п	Коефіцієнт	Одиниця виміру	Значення
1	b_0	г/см ³	1,7438
2	b_1	г/см ³	0,024
3	b_2	г/см ³	0
4	b_3	г/см ²	-0,005
5	b_{11}	г/см ³	0
6	b_{22}	г/см ³	0,012
7	b_{33}	г/см	-0,01
8	b_{12}	г/см ³	-0,011
9	b_{13}	г/см ²	0
10	b_{23}	г/см ²	0

Геометрична інтерпретація впливу технологічних параметрів на величину математичного очікування щільності скелета ґрунту та межі можливої їхньої зміни представлені на рис. 3.5. При цьому значення критерію Фішера для даної функції відклику склав $k_f=3,46 < k_{f\text{крит}}=3,73$ при довірчій ймовірності $p=0,95$, а коефіцієнт кореляції $r=0,91$. Таким чином, отриманий поліном адекватно характеризує дослідну залежність щільності скелета ущільненого масиву від виду ґрунту та вмісту в ньому домішок, кількості проходів за одним слідом і режиму роботи ущільнюючого механізму, товщина відсипаного шару до ущільнення.

а



б



в

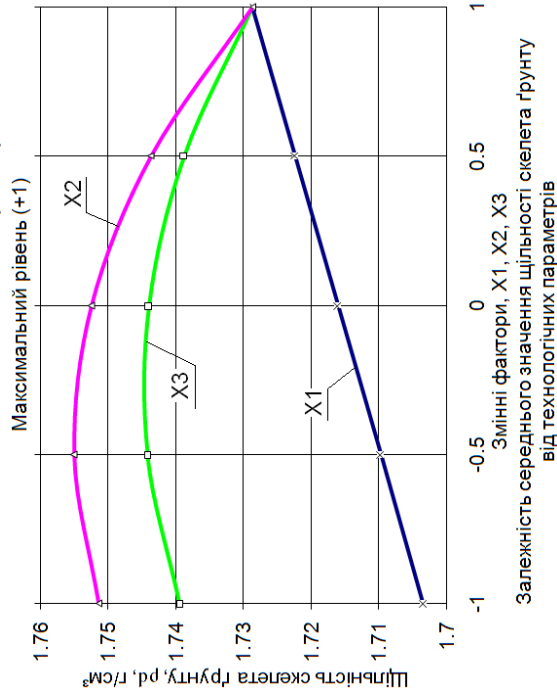


Рис. 3.5 – Вплив змінності технологічних параметрів при зведенні масивних насипів на величину математичного очікування щільності скелета ґрунту: а – на максимальному рівні; б – на основному рівні; в – на мінімальному рівні; X1 – вид ґрунту та вміст у ньому домішок; X2 – кількість проходів за одним слідом і режим роботи механізму; X3 – товщина відсипаного шару

Аналіз отриманих даних дає можливість зробити наступні узагальнення для проектування ґрунтових подушок: 1) найбільш суттєвий вплив на математичне очікування значень щільності скелета має вид ґрунту та вміст у ньому домішок; 2) другим за значимістю чинником є кількість проходів за одним слідом і режим роботи механізму (вібраційний чи статичний); 3) найменш впливовим на вихідні параметри виявилась товщина шару ґрунту до ущільнення.

3.2.4. Результати досліджень ущільнення ґрунту штучної основи з плином часу

Згідно з [116] важливим питанням при зведенні земляних споруд є забезпечення їх тривалої міцності, тобто коли протягом нормативного часу експлуатації зберігаються отримані після ущільнення механічні характеристики ґрунту і не розвиваються наднормативні деформації. Також відомо, що на властивості ущільненого ґрунту в часі суттєво впливає вологість, при якій проведено ущільнення, й кількісне співвідношення зв'язаної та незв'язаної води в ущільненому ґрунті.

Отже, у насипних ґрунтах постійно відбуваються процеси самоущільнення, зміцнення а, з іншого боку – розпушення. Вони залежать від цілого ряду факторів: виду ґрунту, його стану і гранулометричного складу, способу відсипання й ущільнення, зміни у часі гідрогеологічного режиму в тілі насипу, час відсипання та ін. Так у пісках кварцові частинки за рахунок взаємодії кремнегеля можуть злипатися між собою і з часом при деяких умовах зміцнюють породи. Найбільша інтенсивність зміцнення у піщаних ґрунтах відбувається протягом 2 – 3 років, а у глинистих – 5 – 10 років, потім вона поступово затухає.

На момент досліджень зміни фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів з плином часу вік штучної основи складав близько 2 років. Додатковий геотехнічний контроль виконувався на ділянках (захватках), де була встановлена 1 – 1,5 років тому невідповідність проектним значенням щільності скелета ґрунту в її нижніх шарах.

Результати досліджень показали, що у цих шарах відбулося додаткове ущільнення від власної ваги ґрунту, що знаходиться вище них. Також спостерігалась більш висока інтенсивність його самоущільнення при вологості $w=20 - 25\%$ у порівнянні із $w=6 - 18\%$. Інтенсивність самоущільнення залежить і від величини тиску від власної ваги ґрунту σ_{zg} .

Таким чином, за однакового тиску від власної ваги ґрунту спостерігались значення щільності скелета ґрунту на 6% більші (з 1,62 до 1,65 г/см³) при вологості $w=20 - 25\%$. Це явище можна пояснити наступним чином. При вологості ґрунту, більшій за максимальну кількість зв'язної води, електричний потенціал поверхні твердих частинок повністю використаний, система має нейтральний заряд і товщина плівок зв'язаної води має максимальне значення. Наявність значної кількості вільної води приводить до того, що з часом вона під дією сил гравітації, власної ваги ґрунту і зовнішніх навантажень витискається з пор ґрунту, що спричиняє його додаткове ущільнення за рахунок більш

компактного розташування твердих частинок. Схеми деформацій ущільненого ґрунту із часом наведено на рис. 3.6.

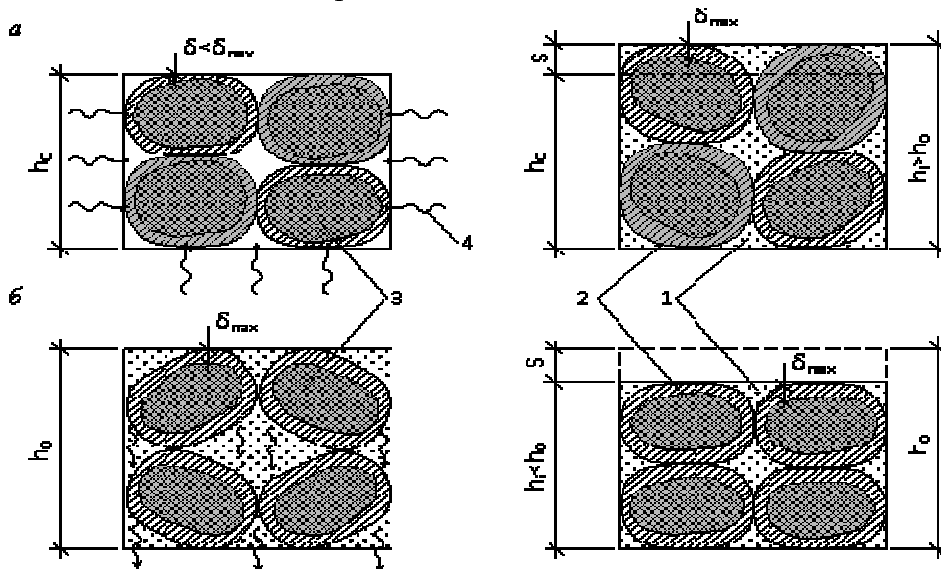


Рис 3.6 – Схеми деформацій ущільненого ґрунту із часом: *a* – недозволожений ґрунт ($W < W_{con}$); *b* – перезволожений ґрунт ($W > W_{con}$); 1 – вільна вода; 2 – зв’язана вода; 3 – тверда частинка; 4 – напрям руху води

Таким чином, потрібно намагатися зводити штучні ущільнені ґрунтові масиви при вологості рівній максимальній кількості зв’язної води, оскільки у такому разі зміна характеристик у часі буде майже відсутньою.

За підсумками досліджень впливу технологічних факторів на характеристики ущільнених ґрунтів можна зробити наступні узагальнення. Мінливість щільності скелета ущільненого ґрунту в складі насипу залежить від змінності технологічних факторів, що мають місце при зведенні геотехнічних споруд. Для забезпечення більш однорідних за глибиною фізико-механічних характеристик штучних основ експериментально встановлено, що потрібно намагатися виконувати ущільнення ґрунту близькими за товщиною шарами. Мінливість цього значення при зведенні масивних ґрунтових подушок коливається у межах 10 – 26%. При поверхневому контролі щільності скелета ґрунту цей технологічний фактор виявився найменш впливовим.

Для забезпечення більш однорідних фізико-механічних характеристик подушок експериментально встановлено, що кількість проходів ущільнювального механізму за одним слідом має бути у межах 4 – 8 при оптимальній для даного механізму вологості і при початковій товщині відсипаного шару 30 – 40 см у статичному режимі, при перевищенні 40 см – у вібраційному.

Проектування процесу ущільнення ґрунту штучних масивів за умови їх тривалої міцності зводиться до визначення параметрів, які дозволяють його ущільнити до максимально можливої щільності при вологості, близькій до максимального вмісту зв’язаної води.

Експериментально-статистичним моделюванням отримано функцію відклику для математичного очікування щільності скелета ґрунту. Було встановлено, що найбільш суттєвий вплив на цей показник має вид ґрунту та процентний вміст у ньому домішок.

3.3. Результати статистичних досліджень неоднорідності геотехнічних властивостей ущільнених ґрунтів та їх сумішей

Для дослідження розподілу та статистичних параметрів (математичного очікування, стандарту, коефіцієнта варіації, асиметрії, ексцесу тощо) ВВ фізико-механічних характеристик (питомої ваги, вологості, щільності скелета, модуля деформації, питомого зчеплення і кута внутрішнього тертя) ущільнених ґрунтів та їх сумішей у складі подушок виконувався пасивний експеримент.

3.3.1. Розподіл випадкових величин фізичних характеристик ґрунту штучної основи

Для всіх дослідних об'єктів виконувався статистичний аналіз ВВ фізичних властивостей ущільнених ґрунтів, зокрема, вологості w , щільності ρ , та щільності скелета ґрунту ρ_d з метою розрахунку статистичних параметрів, побудови експериментальних розподілів та їх апроксимації. Найбільш типові експериментальні частотні (диференціальні) гістограми, графіки експериментальних інтегральних функцій та графіки аналітичного розподілу для ущільнених ґрунтів наведені на рис. 3.7 – рис. 3.9.

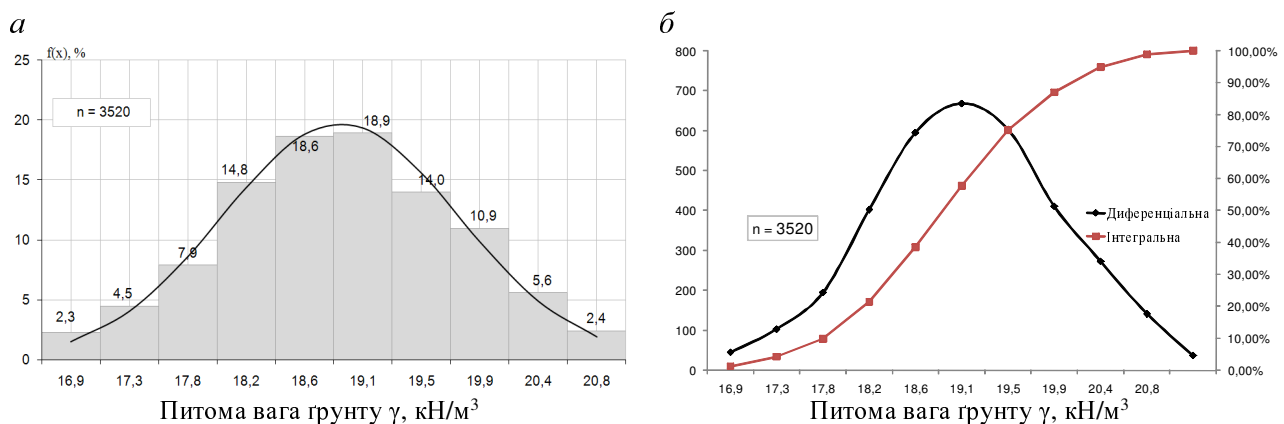


Рис. 3.7 – Типові експериментальна гістограма, інтегральний та диференціальний розподіл, аналітичний закон розподілу ВВ питомої ваги ущільнених ґрунтів:

a – експериментальна гістограма й графік аналітичного розподілу;

б – диференціальний та інтегральний графіки функції експериментального розподілу;
n – кількість вимірювань ВВ

У табл. 3.7 і 3.8 систематизовано статистичні параметри експериментальних ЗР ВВ фізичних характеристик (w , ρ , ρ_d) ущільнених ґрунтів, отриманих на дослідних об'єктах. Зокрема, для одного із дослідних об'єктів (табл. 3.8) було виділено 7 типів вибірок ВВ у залежності від технологічних параметрів ущільнення ґрунту (типу і ваги ущільнюючого механізму, кількості проходів за одним слідом, виду ґрунту, товщини шару тощо).

Таким чином, виходячи з аналізу рис. 3.7 – рис. 3.9, можна зробити висновок, що для апроксимації експериментальних гістограм розподілу ВВ фізичних характеристик (w , ρ , ρ_d) ущільнених ґрунтів у більшості випадків,

найбільш коректним є нормальний закон Гауса. Зокрема, критерій Пірсона для аналітичних кривих склад для щільності скелета ґрунту 0,80 – 17,36, для вологості ґрунту – 1,14 – 17,20, для щільності ґрунту – 0,50. У тих випадках, коли критерій Пірсона перевищує 2,17 (табличне значення критичної точки розподілу χ^2 за рівнем значущості $\alpha=0,05$ та кількістю ступенів свободи $k=i-3=10-3=7$, де i – кількість інтервалів вибірки), то нульову гіпотезу (розподіл ВВ за нормальним законом) необхідно відхилити.

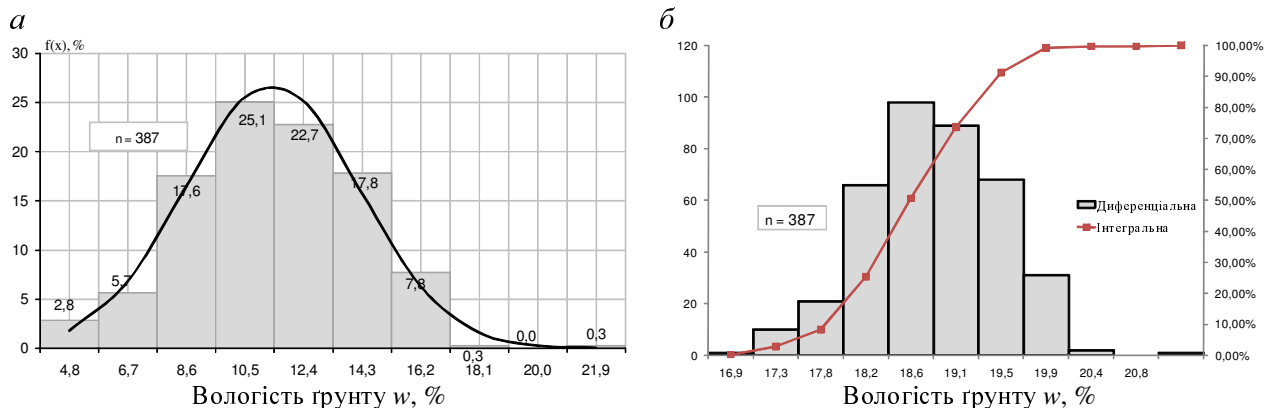


Рис. 3.8 – Типові експериментальні гістограми, графік інтегрального розподілу, графік аналітичного закону ВВ вологості ущільнених ґрунтів (дослідний об’єкт №3, тип вибірки ВВ 7 за табл. 3.8): а – експериментальна гістограма й графік аналітичного розподілу; б – гістограма інтегральної та графік диференціальної функції експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

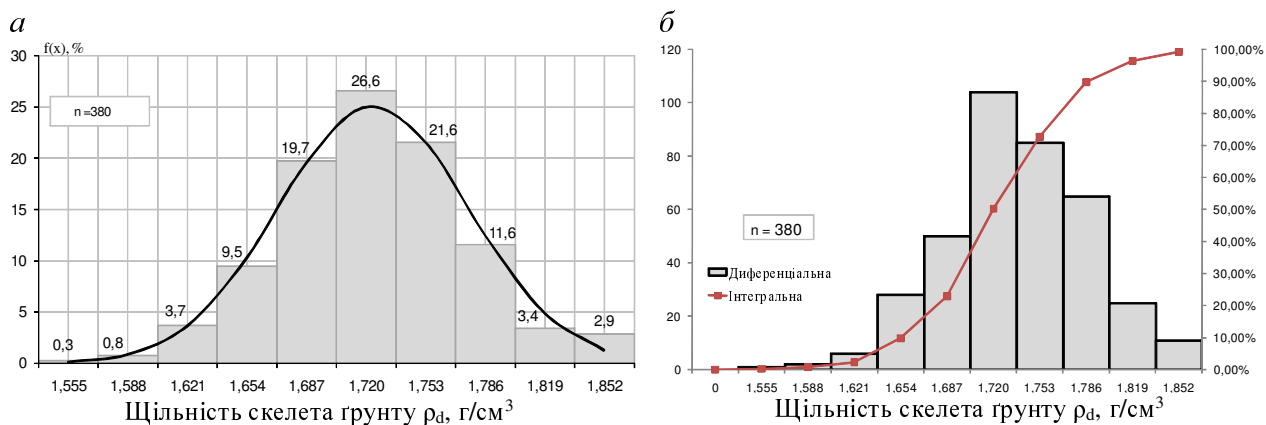


Рис. 3.9 Типові експериментальні гістограми, графік інтегрального розподілу, графік аналітичного закону ВВ щільності скелета ущільнених ґрунтів (дослідний об’єкт №3, тип вибірки ВВ 7 за табл. 3.8): а – експериментальна гістограма й графік аналітичного розподілу; б – гістограма інтегральної та графік диференціальної функції експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

**Таблиця 3.7 – Статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ
фізичних характеристик ущільненого ґрунту подушок**

Статистичні параметри	M_1	M_2	M_3	M_4	\bar{X}	\hat{X}	μ_3	μ_4	σ	$\nu, \%$	A	E
Об'єкт №1 (туберкульозний диспансер у м. Полтава) (лесовий суглинок легкий пилуватий; уочування самоскидами (20 т) за 8 – 12 проходів за одним слідом; товщина шару 0,5 – 0,6 м)												
Вологість ґрунту $w, \%$	-0,6	3,3	5,74	31,86	20,4	2,96	0,39	50,83	1,72	8,4	-0,08	2,79
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,6	3,58	6,16	38,27	1,70	0,003	$-4 \cdot 10^{-6}$	$2,5 \cdot 10^{-5}$	0,054	3,2	0,014	-0,12
Питома вага ґрунту $\gamma, \text{кН/м}^3$	0,5	3,78	-4,4	40,2	19,2	0,59	-0,02	1,5	0,768	4	-0,2	-0,3
Об'єкт №2 (нафтобаза у с. Качанове Гадяцького району Полтавської області) (лесовий пилуватий супісок і суглинок; уочували 10 – 12 проходями за одним слідом самоскидами (20 т) та 12 – 14 ударами трамбівкою (2 т), яку скидали з висоти 5 – 6 м; товщина шару 0,5 м)												
Вологість ґрунту $w, \%$	-0,2	3,6	-0,2	34,6	15,8	9,14	7,01	230,29	3,0	19	0,25	-0,24
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	1,38	7,87	29,9	164,8	1,75	0,002	0,00002	0,00001	0,049	2,8	0,18	-0,78
Питома вага ґрунту $\gamma, \text{кН/м}^3$	-0,5	4,28	-5,4	47,5	19	0,832	-0,02	1,47	0,912	4,8	-0,08	-0,6

Примітка: $M_1 - M_4$ – моменти 1-4 порядків; \bar{X} – математичне очікування; \hat{X} – дисперсія; μ_3 – центральний момент третього порядку; μ_4 – центральний момент четвертого порядку; σ – середнє квадратичне відхилення (стандарт); ν – коефіцієнт варіації; A – коефіцієнт асиметрії; E – ексцес

Таблиця 3.8 – Статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ фізичних характеристик ущільненого ґрунту подушок

Статистичні параметри	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	\bar{X}	\bar{X}	μ_3	μ_4	σ	$\nu, \%$	A	E
Об'єкт №3 (завод «Vorskla Steel» у м. Горішні Плавні Полтавської області)												
Тип 1												
(пісок мілкий, однорідний, місцями пилюватий з домішками супіску пилюватого; ущільнювальний механізм – Alpha160 (11 т) за 8 проходів у безвібраційному режимі; товщина шару 0,4 – 0,5 м)												
Вологість ґрунту w, %	-0,1	4,50	1,14	59,56	11,6	10,12	6,78	303,58	3,2	27	0,21	-0,03
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	-0,5	5,26	-11	76,91	1,70	0,005	-0,0001	0,00006	0,069	4,1	-0,28	-0,51
Тип 2												
(пісок мілкий, однорідний, місцями пилюватий з домішками супіску пилюватого; ущільнювальний механізм – Vibromax VM132D (13 т) за 10 проходів у вібраційному режимі; товщина шару 0,4 – 0,5 м)												
Вологість ґрунту w, %	1,35	6,62	28,0	147,7	9,0	10,80	20,70	298,28	3,3	36	0,58	-0,44
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,38	2,09	3,24	21,84	1,72	0,005	0,00011	0,0001	0,067	3,9	0,35	1,91
Тип 3												
(пісок мілкий, однорідний, місцями пилюватий з домішками супіску пилюватого; ущільнювальний механізм – ДУ-16 (22 т) за 8 проходів у безвібраційному режимі; товщина шару 0,3 – 0,4 м)												
Вологість ґрунту w, %	0,09	2,65	6,12	37,34	9,1	10,57	43,27	564,31	3,3	36	1,26	2,05
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,55	2,92	6,25	30,97	1,75	0,005	0,00014	0,00008	0,07	4	0,41	0,25
Тип 4												
(пісок пилюватий, однорідний, місцями з домішками супіску пилюватого; ущільнювальний механізм – НАММ 3516 (16 т) за 8 проходів у вібраційному режимі; товщина шару 0,3 – 0,35 м)												
Вологість ґрунту w, %	0,68	2,65	7,20	35,25	9,4	11,56	29,58	625,84	3,4	36	0,75	1,68
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,5	2,68	5,34	30,17	1,67	0,005	0,00016	0,00011	0,073	4,4	0,42	0,96
Тип 5												
(пісок пилюватий, однорідний, місцями з домішками супіску пилюватого; ущільнювальний механізм – НАММ 3516 (16 т) за 6 проходів у вібраційному режимі; товщина шару 0,3 – 0,35 м)												
Вологість ґрунту w, %	-0,2	2,87	-0,9	21,12	11,1	10,17	7,27	275,95	3,2	29	0,22	-0,33
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,41	2,36	3,41	18,61	1,73	0,003	0,00003	0,00003	0,053	3	0,20	0,18
Тип 6												
(супісок пилюватий, місцями з домішками піску пилюватого; ущільнювальний механізм – НАММ 3516 (16 т) за 6 проходів у вібраційному режимі; товщина шару 0,3 – 0,35 м)												
Вологість ґрунту w, %	1,13	3,68	7,83	31,08	12,6	6,96	-8,50	158,39	2,6	21	-0,46	0,27
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,17	2,55	3,72	29,25	1,72	0,003	0,00008	0,00003	0,051	3	0,61	1,27
Тип 7												
(пісок середньої крупності, однорідний, місцями з домішками супіску; ущільнювальний механізм – НАММ 3516 (16 т) за 6 проходів у вібраційному режимі; товщина шару 0,3 – 0,35 м)												
Вологість ґрунту w, %	-0,5	2,50	-3,8	18,19	11,4	7,99	-0,92	183,19	2,8	25	-0,04	-0,13
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,12	2,55	1,13	20,61	1,72	0,003	0,00001	0,00002	0,053	3	0,05	0,16
Питома вага ґрунту $\gamma, \text{кН/м}^3$	-0,4	4,25	-5,2	47,34	18,9	0,758	-0,02	1,47	0,9	4,6	-0,04	-0,43

Примітка: розшифрування найменувань статистичних параметрів див. у примітках табл. 3.7

Також виконувалися експериментальні дослідження статистичних параметрів і ЗР ВВ фізичних характеристик (w , ρ , ρ_d) ущільнених ґрунтових сумішей (малозв'язних розкритих порід, що представлені піском пилюватим, однорідним, і супіску пластичного). Результати даних статистичних досліджень наведені у табл. 3.9 і графічно на рис. 3.10 – 3.12.

Таблиця 3.9 – Статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ фізичних характеристик ущільнених ґрунтових сумішей подушок

Статистичні параметри	M_1	M_2	M_3	M_4	\bar{X}	\hat{X}	μ_3	μ_4	σ	$v, \%$	A	E
Об'єкт №3 (Vibromax132D (13 т) за 8 проходів за одним слідом у вібраційному режимі; товщина шару 0,3 – 0,35 м; вміст домішок глинистого ґрунту 30 %)												
Вологість ґрунту $w, \%$	1,13	3,68	7,8	31,08	12,6	6,96	-8,50	158,39	2,6	21	-0,46	0,27
Щільність скелета ґрунту $\rho_d, \text{г/см}^3$	0,64	3,14	7,3	37,77	1,66	0,001	$1,9 \cdot 10^5$	$6 \cdot 10^5$	0,036	2	0,40	0,53
Щільність ґрунту $\rho, \text{г/см}^3$	1,21	5,99	21	104,3	18,8	0,686	0,14	1,18	0,8	0,04	0,24	-0,50

Примітка: розшифрування найменувань статистичних параметрів див. у примітках табл. 3.7

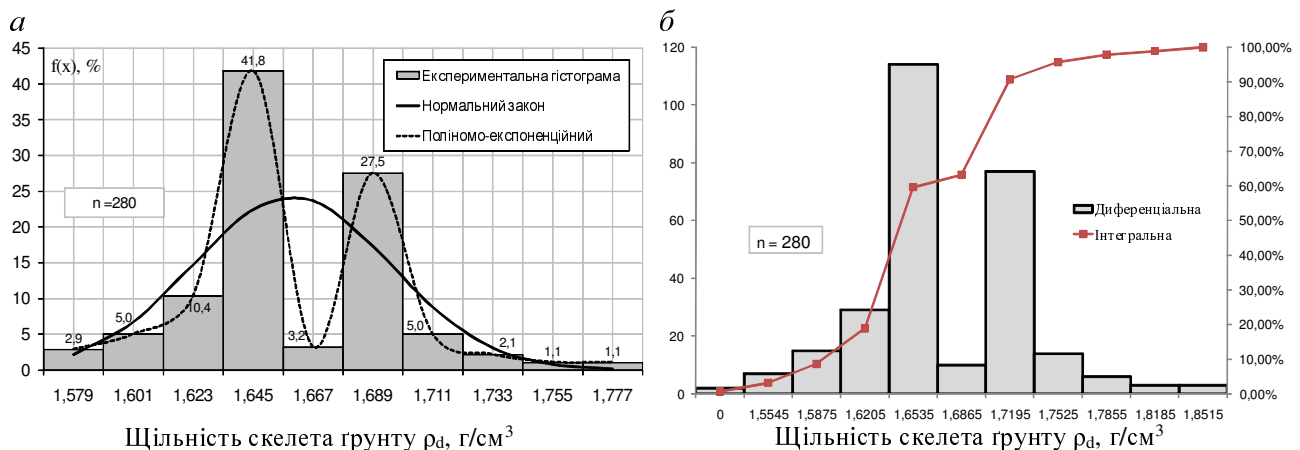


Рис. 3.10 – Типові диференціальні експериментальні гістограми, інтегральний графік й аналітичний ЗР ВВ щільності скелета ущільнених ґрунтових сумішей: а – експериментальна гістограма й аналітичний ЗР; б – диференціальна гістограми й інтегральний графік експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

З рис. 3.12, а, видно, що при ущільненні ґрунтових сумішей для щільності скелета ґрунту характерна «двогорбість» експериментального графіка. Причина цього явища в тому, що різному виду ґрунту відповідає свій максимум. Отже, розподіл цієї ВВ є двомодальним.

Для апроксимації двомодального графіка розподілу ВВ щільності скелета ґрунту подушки використано поліномо-експоненційний закон, який має наступний аналітичний вигляд:

$$\begin{cases} p_1(x) = \exp(a_0 + a_1x + a_2x^2 + a_3x^3 + a_4x^4); 1,579 \leq x = \rho_d \leq 1,667 \\ p_2(x) = \exp(b_0 + b_1x + b_2x^2 + b_3x^3 + b_4x^4); 1,667 \leq x = \rho_d \leq 1,777 \end{cases}, \quad (3.2)$$

де $a_0 = -6183436$; $a_1 = 15328112$; $a_2 = -14247322$; $a_3 = 5885032$; $a_4 = -911482$; $b_0 = 1999956$; $b_1 = -4612023,469$; $b_2 = 3988465$; $b_3 = -1533014$; $b_4 = 220965$.

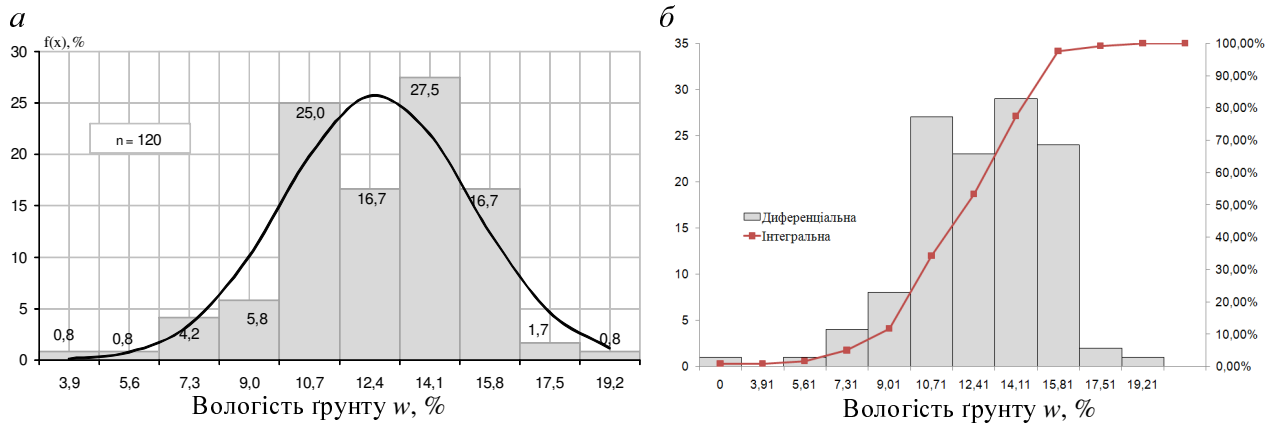


Рис. 3.11 – Типові диференціальні експериментальні гістограми, інтегральний графік й аналітичний ЗР ВВ вологості ущільнених ґрунтових сумішей: а – експериментальна гістограма й аналітичний ЗР; б – диференціальна гістограми й інтегральний графік експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

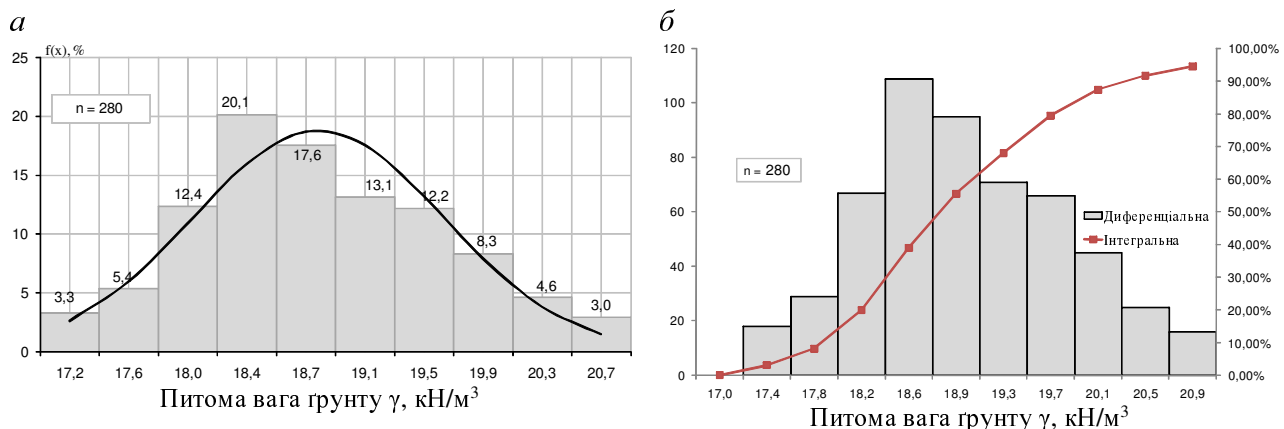


Рис. 3.12 – Типові диференціальні експериментальні гістограми, інтегральний графік й аналітичний ЗР ВВ питомої ваги ущільнених ґрунтових сумішей: а – експериментальна гістограма й аналітичний ЗР; б – диференціальна гістограми й інтегральний графік експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

Порівнюючи статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ фізичних характеристик ущільнених ґрунтів та їх сумішей у тілі подушок, можна зробити висновок, що будівельні властивості ущільненої суміші не погіршуються у порівнянні із однорідними ґрунтами.

Для аналітичного опису експериментального розподілу ВВ фізичних характеристик ущільнених ґрунтів та їх сумішей доцільно використовувати нормальний ЗР, а для апроксимації ВВ щільності скелета ґрунту неякісно перемішаних ущільнених сумішей – поліномо-експоненційний.

3.3.2. Розподіл випадкових величин характеристик деформативності ґрунту штучної основи

При проведенні польових і лабораторних досліджень отримані експериментальні дані модуля деформації ущільненого ґрунту при різних інтервалах тиску в компресійному приладі ($\sigma = 0,05 \dots 0,1; 0,1 \dots 0,2; 0,2 \dots 0,3$ МПа). Найбільш типові експериментальні гістограми, диференціальні й інтегральні графіки, графіки аналітичного розподілу ВВ характеристик деформативності, зокрема модуля деформації E , ущільненого ґрунту залежно від інтервалів тиску в компресійному приладі наведені на рис. 3.13 і рис. 3.14. Результати статистичної обробки ВВ модуля деформації E ущільненої 5% і 30% сумішей зведені у табл. 3.10. У табл. 3.11 систематизовано статистичні параметри для ЗР рис. 3.13 і рис. 3.14.

Аналізуючи експериментальні й аналітичні розподіли ВВ значень модуля деформації E ущільненого ґрунту подушок (рис. 3.13), можна зробити узагальнення про те, що для них у більшості випадків найбільш коректним для апроксимації є логарифмічно нормальний ЗР. Зокрема, критерій Пірсона χ^2 для аналітичних кривих розподілу ВВ E склав 3,3 (рис. 3.13, а), 2,53 (рис. 3.13, б), 8,03 (рис. 3.13, в), 3,95 (рис. 3.13, г).

Для ущільнених ґрунтових сумішей проводилися також компресійні випробовування для визначення модуля їх деформації та зібрання статистичних даних цієї ВВ. При польових дослідженнях використовувалися суміші малозв'язних розкритих порід і супіску пластичного, з прошарками глини. Об'єм домішок глинистого ґрунту склав приблизно 5 і 30%. Вибірки ВВ модуля деформації для ущільненої п'яти- і тридцяти-процентної сумішей формувалися для значень, отриманих при інтервалах тиску в компресійному приладі $\sigma = 0,05 \dots 0,1; 0,1 \dots 0,2; 0,2 \dots 0,3$ МПа. При менших значеннях тиску вважалося, що отримані величини модуля деформації E ущільненого ґрунту подушки відповідають його структурній міцності.

З табл. 3.10 добре видно, що в цілому значення модуля деформації E для сумішей залежать від вмісту глинистої фракції у вихідному матеріалі подушки. Зокрема, спостерігається збільшення розкиду (зростання коефіцієнта варіації v) значень ВВ цієї характеристики для більш неоднорідних сумішей. Збільшення розкиду може ще й зумовлюватися неякісним перемішуванням компонентів суміші при проведенні ущільнення у натурних умовах.

Таблиця 3.10 – Статистичні показники властивостей деформативності ущільнених ґрунтових сумішей у складі подушок

Властивість суміші	\bar{X}	σ	$v, \%$
Модуль деформації E , МПа, суміші (5% глинистих частинок)	15,51	6,44	42
Модуль деформації E , МПа, суміші (30% глинистих частинок)	13	6,92	53

Примітка: розшифрування найменувань статистичних параметрів див. у примітках табл. 3.7

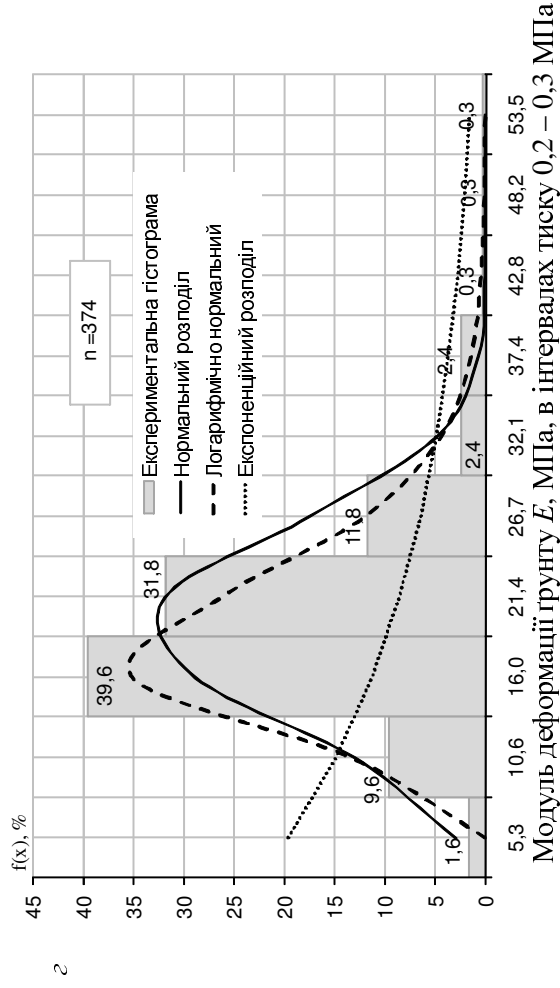
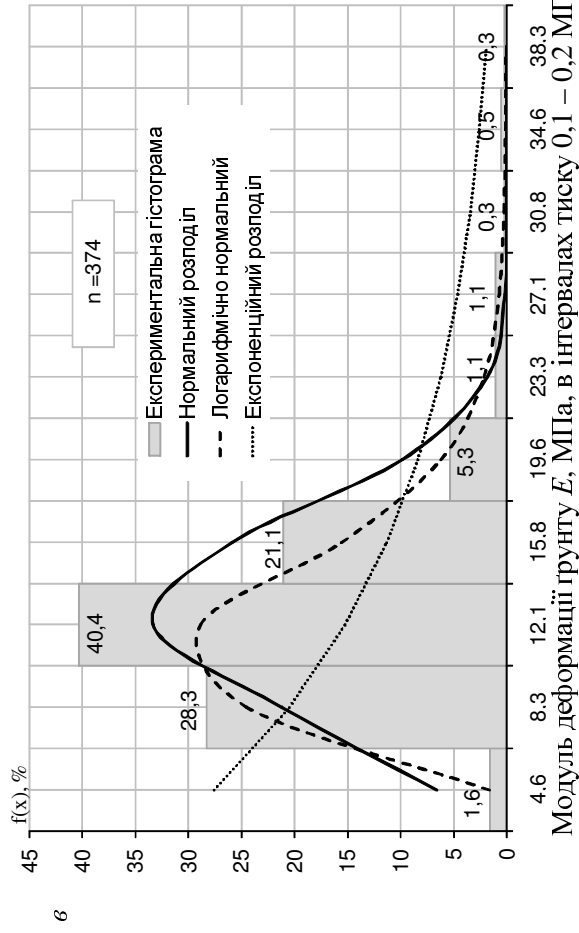
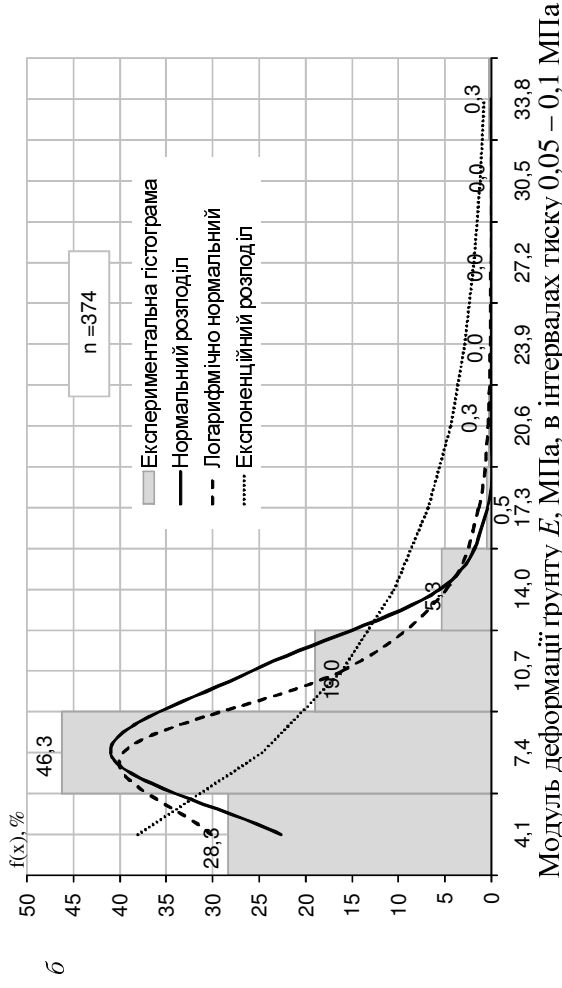
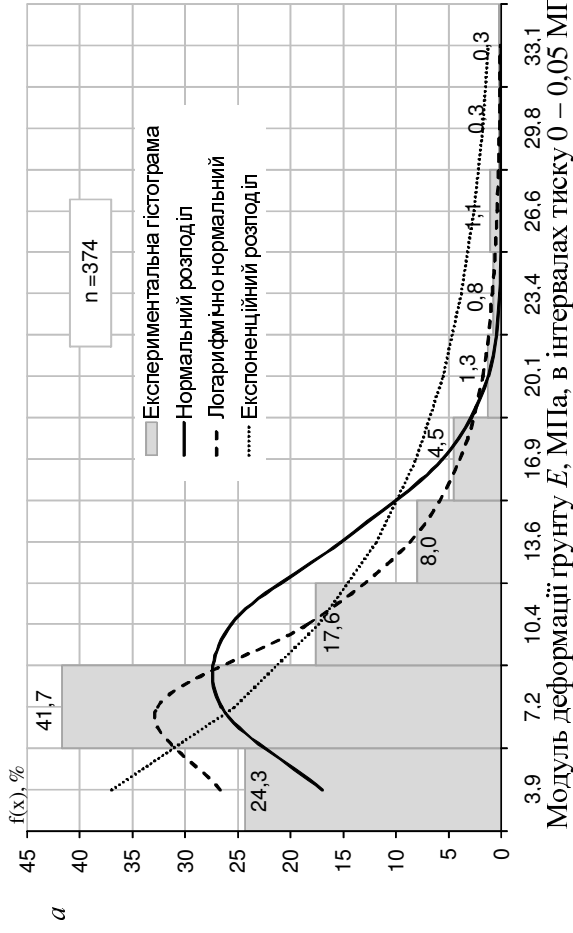


Рис. 3.13 – Типові експериментальні гістограми і закони розподілу $ВВ$ модуля деформації E ущільненого ґрунту подушок при різних інтервалах тиску в компресійному приладі; n – кількість вимірювань $ВВ$

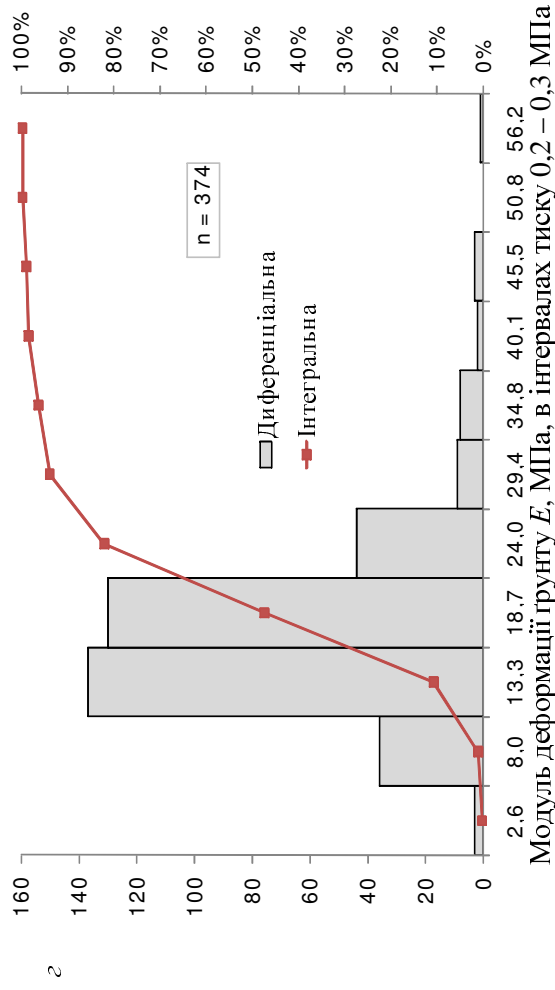
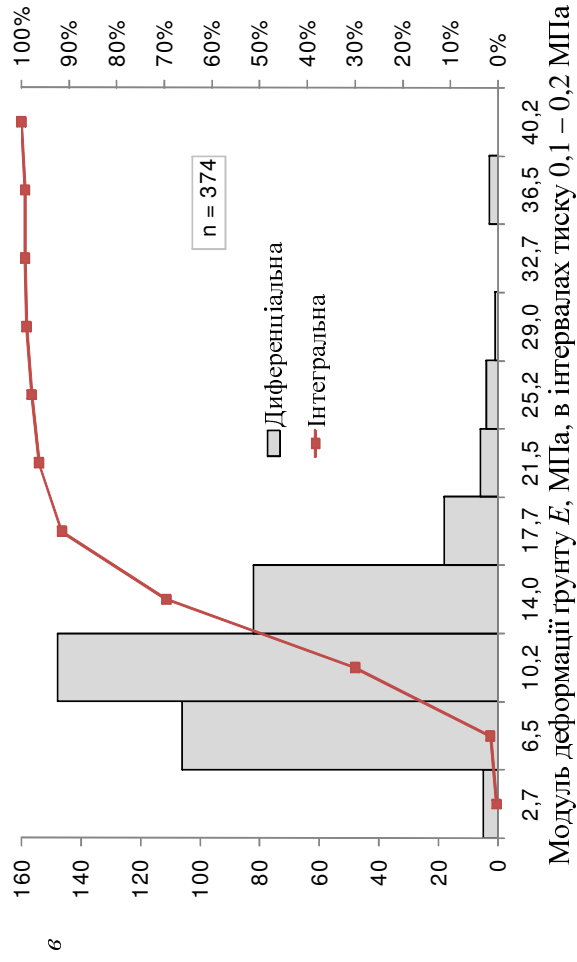
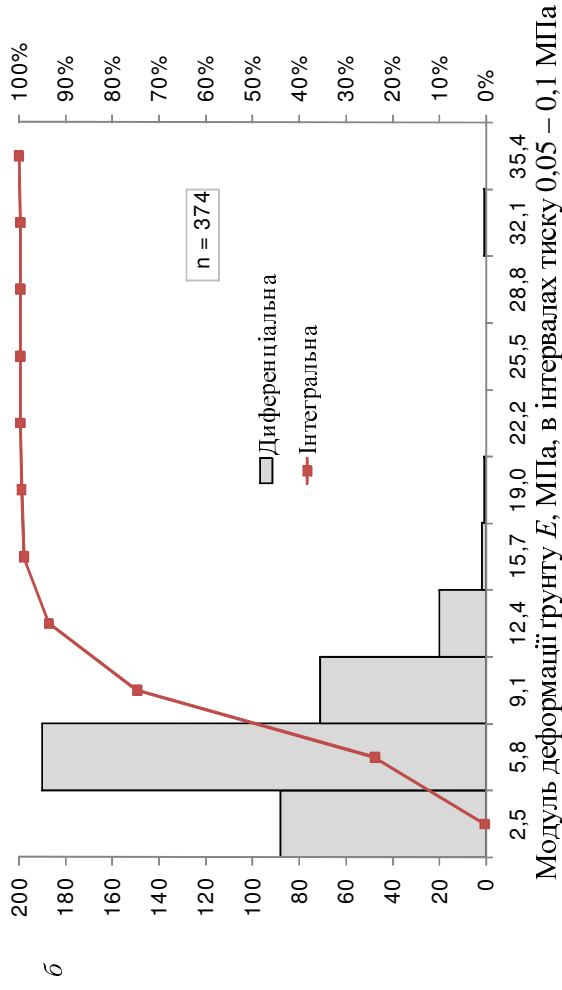
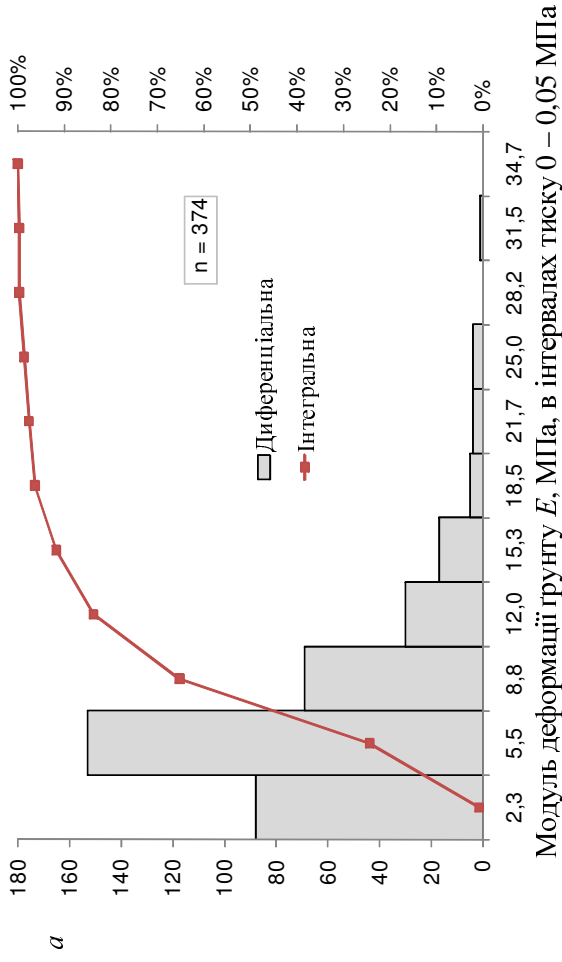


Рис. 3.14 – Типові диференціальні гістограми та інтегральні експериментальні розподіли ВВ модуля деформації E ущільненого ґрунту подушок при різних інтервалах тиску в компресійному приладі; n – кількість вимірювань ВВ

**Таблиця 3.11 – Статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ
характеристик деформативності ущільненого ґрунту подушок**

Статистичні параметри	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	\bar{X}	\hat{X}	μ_3	μ_4	σ	v, %	A	E
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0,05 \dots 0,1$ МПа	1,15 (0,61)	4,75 (4,87)	19,58 (6,94)	109,2 (45,54)	5,18 (1,73)	3,78 (0,13)	7,27 (-0,01)	62,88 (0,03)	1,95 (0,36)	38 (20,5)	0,99 (-0,2)	1,39 (-1,1)
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0,1 \dots 0,2$ МПа	1,68 (0,52)	6,28 (5,13)	33,04 (9,17)	214,8 (64,9)	10,6 (2,43)	37,71 (0,27)	390,1 (0,02)	8935 (0,16)	6,14 (0,52)	57 (21)	1,68 (0,14)	3,28 (-0,7)
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0,2 \dots 0,3$ МПа	0,43 (0,29)	4,87 (3,9)	18,32 (1,59)	117,5 (35,2)	13,4 (2,66)	48,62 (0,18)	408,8 (-0,02)	9840 (0,08)	6,97 (0,43)	52 (16,1)	1,21 (-0,2)	1,16 (-0,6)
Об'єкт №3												
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0 \dots 0,05$ МПа	-3,6 (0,91)	14,8 (3,95)	-62,2 (11,0)	275,6 (52,15)	8,55 (2,02)	21,71 (0,23)	187,9 (0,03)	3669 (0,16)	4,66 (0,48)	55 (24)	1,86 (0,31)	4,78 (0,03)
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0,05 \dots 0,1$ МПа	0,06 (0,53)	0,95 (1,8)	2,019 (2,84)	13,4 (10,04)	7,64 (1,98)	10,23 (0,11)	65,67 (0,005)	1514 (0,034)	3,19 (0,33)	41 (17)	2,01 (0,15)	11,5 (-0,1)
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0,1 \dots 0,2$ МПа	0,14 (0,47)	1,43 (1,78)	3,61 (-1,35)	20,23 (17,52)	12,6 (2,60)	19,83 (0,11)	158,4 (-0,07)	3630 (0,12)	4,45 (0,34)	35 (13)	1,79 (-1,9)	6,23 (6,11)
Модуль деформації E, МПа, при тиску $\sigma = 0,2 \dots 0,3$ МПа	0,64 (-0,1)	1,84 (1,17)	5,05 (-0,8)	22,22 (7,61)	19,4 (2,93)	41,17 (0,11)	312,6 (-0,01)	10975 (0,07)	6,42 (0,33)	33 (11)	1,18 (-0,4)	3,47 (2,44)

Примітка: розшифрування найменувань статистичних параметрів див. у примітках табл. 3.7. У дужках приведені дані розподілу логарифму модуля деформації lnE.

3.3.3. Розподіл випадкових величин характеристик міцності ґрунту штучної основи

Як показав аналіз досліджень ВВ характеристик міцності ґрунту (кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c) подушок залежать один від одного, тобто є, так званим, випадковим вектором [215, 256]. Згідно з методикою [215, 256] обробки й підбору функції щільності розподілу випадкових векторів необхідно встановити розподіли окремо взятих величин. Тому на першому етапі аналізу експериментальних досліджень цих властивостей ущільненого ґрунту їх розглядали окремо для визначення статистичних параметрів й апроксимації експериментальних гістограм.

Статистичні параметри розподілів характеристик міцності ущільненого ґрунту подушок зведені у табл. 3.12. На рис. 3.15 і рис. 3.16 подані найбільш типові експериментальні диференціальні гістограми, інтегральні графіки й графіки аналітичного розподілу ВВ окремо розглянутих параметрів φ і c .

Таблиця 3.12 – Статистичні параметри експериментальних розподілів ВВ характеристик міцності ущільненого ґрунту подушок

Статистичні параметри	M ₁	M ₂	M ₃	M ₄	\bar{X}	\hat{X}	μ_3	μ_4	σ	ν , %	A	E
Об'єкт №3												
Питоме зчеплення ґрунту c , кПа	0,9 (0,6)	2,3 (2,3)	7,05 (4,15)	27,2 (14,3)	16 (3,1)	16,23 (0,08)	82,58 (0,01)	1308 (0,01)	4,03 (0,3)	25 (0,1)	1,26 (0,3)	1,97 (-0,7)
Кут внутрішнього тертя ґрунту φ , °	-0,9	2,4	-7,1	26,1	31,3	10,92	-38,87	514,0	3,30	11	-1,1	1,31

Примітка: розшифрування найменувань статистичних параметрів див. у примітках табл. 3.7. У дужках приведені дані розподілу логарифму питомого зчеплення $\ln c$

Для ВВ кута внутрішнього тертя φ нормальний ЗР не дуже відхиляється від експериментальної гістограми. Тому для подальших досліджень саме цей ЗР використаний для апроксимації значень φ . Експериментально отримано, що ВВ питомого зчеплення c краще описуються логарифмічно нормальним законом.

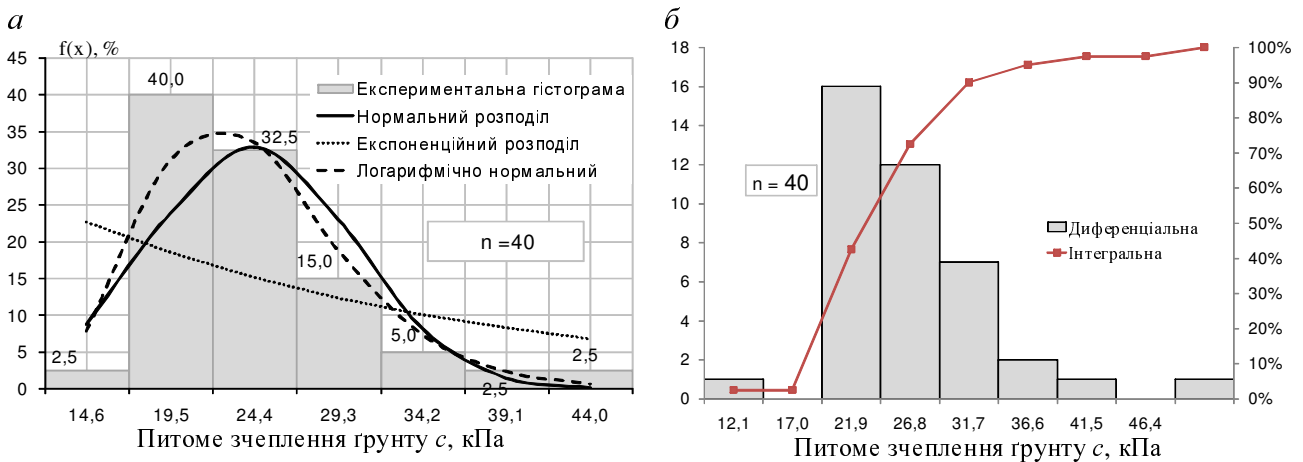


Рис. 3.15 – Типові експериментальні диференціальні гістограми, інтегральний графік й аналітичний закон розподілу ВВ питомого зчеплення ущільненого ґрунту подушок: а – експериментальна гістограма й аналітичний ЗР; б – диференціальна гістограми й інтегральний графік експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

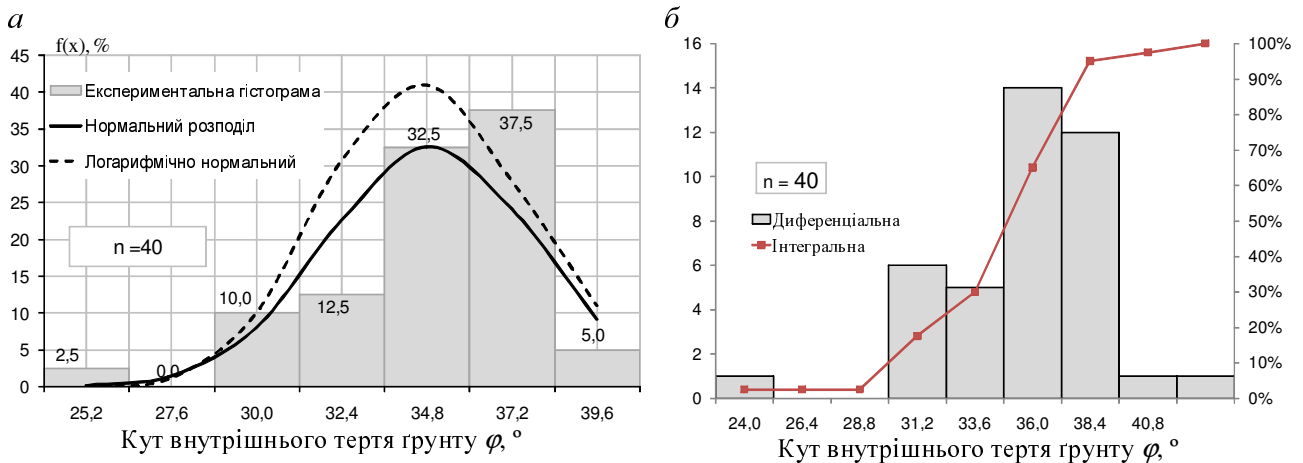


Рис. 3.16 – Типові експериментальні диференціальні гістограми, інтегральний графік й аналітичний закон розподілу ВВ кута внутрішнього тертя ущільненого ґрунту подушок: а – експериментальна гістограма й аналітичний ЗР; б – диференціальна гістограми й інтегральний графік експериментального розподілу; n – кількість вимірювань ВВ

На базі експериментально отриманих статистичних даних (табл. 3.11) і ЗР параметрів міцності ущільненого ґрунту φ і c , отримано розподіл випадкового вектора, графічне зображення якого наведено на рис. 3.17.

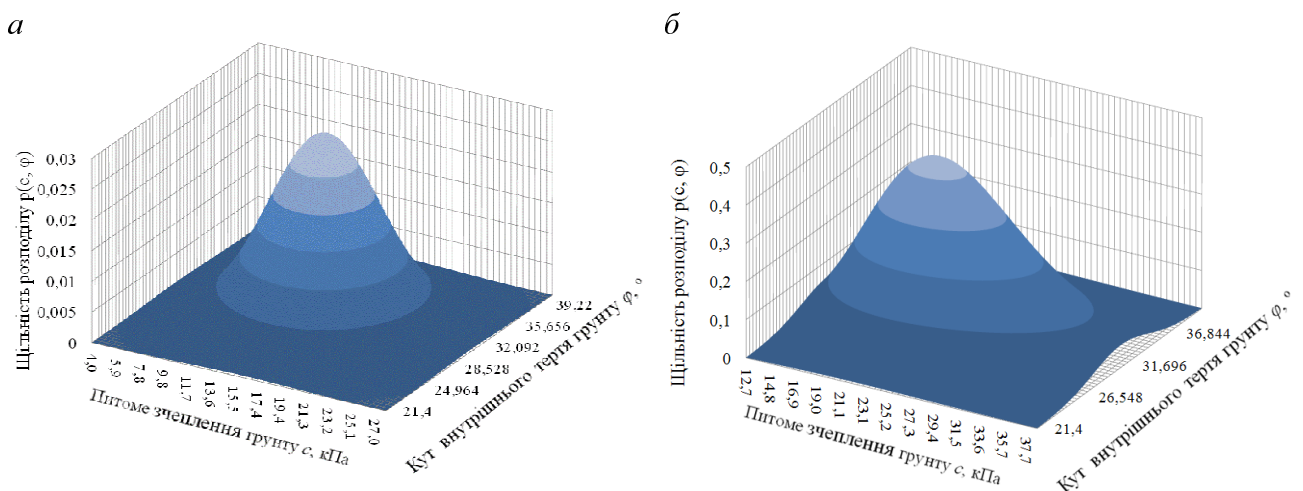


Рис. 3.17 – Типова гістограма щільності розподілу випадкового вектору характеристик міцності: а – при нормальних розподілах питомого зчеплення ґрунту c і його кута внутрішнього тертя φ ; б – при логнормальному розподілу питомого зчеплення ґрунту c і нормальному розподілу його кута внутрішнього тертя φ

Таким чином, взаємозалежні параметри міцності ґрунту φ і c можна описати поверхнею, що проектується на площину паралельну координатній площині питомого зчеплення ґрунту c у виді кривої логарифмічно нормального закону з відповідними параметрами при фіксованому його куті внутрішнього тертя φ . На площину паралельну координатній площині кута внутрішнього тертя ґрунту φ – кривою нормального закону з відповідними параметрами при фіксованому його питомому зчепленні c .

За підсумками статистичного аналізу експериментальних досліджень неоднорідності фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів та їх сумішей можливо зробити наступні узагальнення.

Розподіли ВВ фізичних характеристик ущільнених ґрунтів доцільно апроксимувати нормальним ЗР, а щільність скелету ущільнених ґрунтових сумішей – поліномо-експоненційним. Коефіцієнт варіації значень щільності й щільності скелету ґрунту коливався в межах 2 – 4,4%, а його вологості – 23 – 36%. Коректним розподілом ВВ модуля деформації E ущільнених ґрунтів та їх сумішей є логарифмічно нормальний. Коефіцієнт варіації E склав 33 – 57%.

Кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c ущільнених ґрунтів та їх сумішей найкраще описуються відповідно нормальним і логарифмічно нормальним ЗР. Коефіцієнт варіації значень φ склав 11%, а c – 25%.

3.4. Результати досліджень анізотропії механічних характеристик ґрунту штучних основ

Згідно з методикою натурних досліджень неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ додатково виконувалось оцінювання анізотропії механічних характеристик (кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c) ущільнених ґрунтів. Для цього з подушки відбиралися кільця зі зразками ґрунту під кутами $\alpha=0^0$ (перпендикулярно) та 90^0 (паралельно) до горизонту (площини ізотропії). Після цього з метою визначення характеристик міцності ущільненого ґрунту в лабораторії виконувалося випробовування у приладі одноплощинного зрушення ПСГ-2М. При цьому було встановлено, що улаштування подушки з лесового ґрунту характеризується формуванням анізотропного середовища. Зокрема, кут внутрішнього тертя ґрунту в горизонтальних кільцях ($n=78$, коефіцієнт кореляції $r=0,81$), $\varphi=22,4^0$; питоме зчеплення $c=70$ кПа, а у вертикальних – $\varphi=21,9^0$; $c=70$ кПа (при $n=28$, $r=0.80$) (табл. 3.12).

Таблиця 3.12 – Співвідношення параметрів міцності ґрунту подушки

Розташування кільця із ґрунтом	Кількість кільця	Коефіцієнт кореляції, r	Кут внутрішнього тертя, φ^0	Питоме зчеплення c , кПа
Горизонтальне	78	0,81	22,4 ⁰	70
Вертикальне	28	0,80	21,9 ⁰	61

У даному випадку різниця у значеннях механічних характеристик, отриманих відбором зразків ґрунту в різних напрямках, повинна бути ще більшою, оскільки до першої вибірки включені дані для верхнього (дещо «слабшого») шару подушки (вертикальні кільця для нього не відбирались). Графіки залежності дотичних напружень від нормального тиску за результатами зрушення наведено на рис. 3.19.

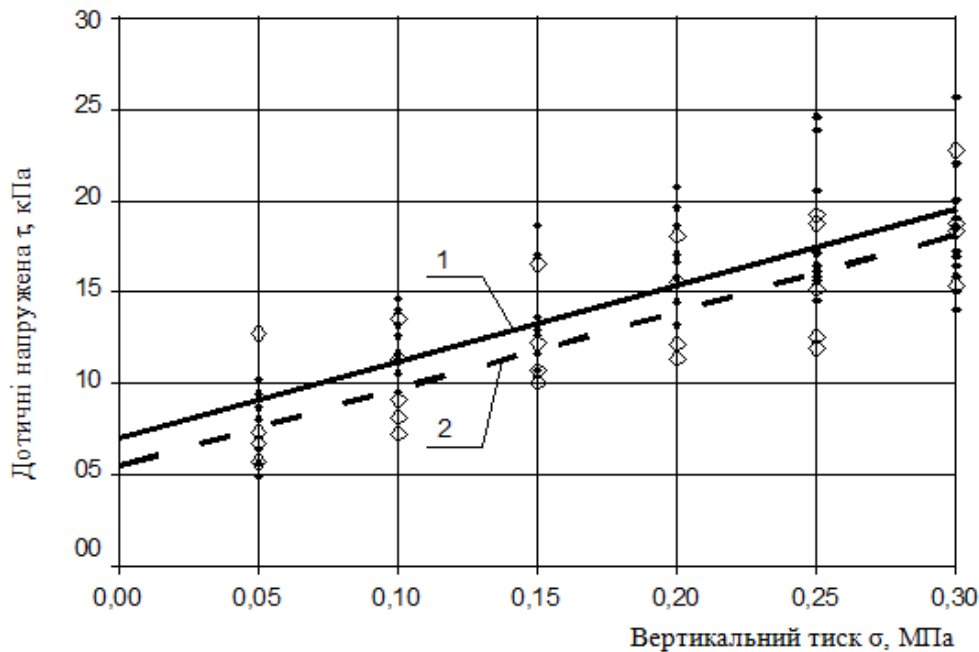


Рис. 3.19 – Характерні графіки залежності дотичних напружень τ від нормального тиску σ за лабораторними дослідженнями глинистого ґрунту подушок:
1 – для горизонтально відібраних кілець ($n=78$); 2 – вертикально відібраних кілець ($n=28$)

Отже, міцність ущільненого ґрунту в межах подушки у горизонтальному напрямку дещо більша, ніж у вертикальному. Отже, улаштування подушок характеризується формуванням наведеного анізотропного середовища.

3.5. Висновки за розділом 3

З аналізу результатів польових і лабораторних досліджень при об'ємі вибірок від 50 до 3000 ВВ отримані статистичні дані змінності значень характеристик ущільнених ґрунтів від мінливості технологічних параметрів влаштування подушок, що дозволило зробити такі висновки:

1. Відходи, що утворюються при відкритому видобуванні корисних копалин у гірничо-збагачувальній промисловості, зокрема розкривні малозв'язні породи, доцільно використовувати в якості матеріалу геотехнічних споруд.

2. «Стандартний» лабораторний тест Проктора не дає можливості отримати значення максимальної щільності скелета ґрунту та оптимальної вологості, що відповідають можливостям сучасних важких ущільнювачів, особливо у вібраційному режимі їх роботи. Більш точні дані отримують за

модифікованим тестом Проктора. Оптимальні параметри ущільнення для конкретних ґрунтів і механізмів слід визначати за величинами ударного імпульсу, що близькі до технічних характеристик ущільнювачів.

3. Показники ущільнення ґрунту суттєво залежать від близькості його вологості до її оптимального значення, товщини відсипаного шару, кількості проходів котка та режиму його роботи, які доцільно для кожного типу ущільнювачів визначати за дослідними ущільненнями. При влаштуванні вирівнювального шару подушок не бажано використовувати вібраційний режим при високому рівні ґрунтових вод. Вібраційний режим дозволяє ущільнити малозв'язні породи шарами товщиною 40 – 60 см до нормативних величин: два перші проходи слід виконувати з малою частотою й амплітудою коливань при якомога меншій швидкості руху, а для наступних проходів – збільшувати частоту й амплітуду.

4. При зменшенні величин коефіцієнтів варіації товщини шару подушки й вологості ґрунту в ній знижується мінливість щільності скелета ґрунту. Найбільш суттєвий вплив на цей показник має вид ґрунту та вміст у ньому домішок. Тому статистичні вибірки слід формувати, враховуючи як параметри механізмів, так і гранулометричний склад ґрунту й вміст у ньому домішок.

5. Будівельні властивості ущільненої ґрунтової суміші не гірші за властивості однорідних ущільнених ґрунтів, хоча спостерігається збільшення розкиду їх значень, а для випадкових величин щільності скелета ґрунту неякісно перемішаної суміші характерна двомодальність експериментального графіка їх розподілу. Технологічне змішування різних видів ґрунтів і віброрежим суттєво впливають на питоме зчеплення ущільнених ґрунтів і мало – на кут внутрішнього тертя; величина модуля деформації ущільненого матеріалу залежить від щільності скелета ґрунту та інтервалу тиску в компресійних дослідах.

6. Для аналітичного опису експериментального розподілу ВВ фізичних характеристик ущільнених ґрунтів доцільно використовувати нормальний закон розподілу, а для щільності скелета ґрунту ущільнених сумішей – поліномо-експоненційний. При цьому коефіцієнт варіації значень щільності скелета ґрунту коливався в межах 2 – 4,4%, його вологості – 23 – 36%, питомої ваги ґрунту – 4 – 4,6%. Модуль деформації ущільнених ґрунтів та їх сумішей найкраще описувати логарифмічно нормальним законом розподілу. Коефіцієнт варіації значень модуля деформації складає 33 – 57%. Кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення c ущільнених ґрунтів та їх сумішей є випадковими векторами і найкраще описуються відповідно нормальним і логарифмічно нормальним законом розподілу. Коефіцієнт варіації значень кута внутрішнього тертя склав 11%, а питомого зчеплення – 25%. ВВ питомого опору penetрації ущільненого ґрунту найкраще апроксимуються експоненційним законом розподілу. Коефіцієнт варіації значень питомого опору penetрації склав 57%.

7. Міцність ущільненого ґрунту в межах подушки у горизонтальному напрямку більша, ніж у вертикальному. Штучним ґрунтовим масивам притаманна наведена анізотропія їх механічних характеристик.

РОЗДІЛ 4

ВЗАЄМОЗВ'ЯЗОК МІЖ ФІЗИЧНИМИ ТА МЕХАНІЧНИМИ ХАРАКТЕРИСТИКАМИ УЩІЛЬНЕНИХ РОЗКРИВНИХ ҐРУНТІВ З УРАХУВАННЯМ ПАРАМЕТРІВ ЇХ УКОЧУВАННЯ

За результатами викладених у розділах 2 і 3 комплексних досліджень властивостей ущільнених укочуванням характерних розкривних пісків (мілкою, однорідною; суміші мілкою з супіском пилюватим; середньої крупності, однорідною) знайдено оптимальні параметри їх укочування й отримано для кожного з перелічених типів порід статистично обґрунтований для пошуку можливого взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками цих ґрунтів з урахуванням впливу параметрів укочування об'єм повних комплексів ($n = 550$) ґрунтових характеристик (гранулометричний склад піску, його w , ρ_d , E , φ , c) у зв'язку із технологічними параметрами укочування шарів подушки, зокрема статичний чи вібраційний режим роботи котків і т. ін. При цьому більш ретельно досліджено фізико-механічні властивості ущільненого мілкою, однорідного піску (60,5% всіх комплексів ґрунтових характеристик).

Тому для кожного з типів розкривних малозв'язних порід, які були укочені в піщані подушки, побудовано для чотирьох – семи малих (звичайно 2,5%) інтервалів вологості у напівлогарифмічних координатах графіки залежності від питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$:

– модуля деформації для чотирьох інтервалів тиску $\sigma = 0 - 0,05; 0,05 - 0,10; 0,10 - 0,20; 0,20 - 0,30$ МПа – $\lg E = f(1/\rho_d)$;

– кута внутрішнього тертя $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ та питомого зчеплення ґрунту $\lg c = f(1/\rho_d)$.

Можливий вплив на ці залежності виду й режиму роботи котків досліджено нанесенням на графіки умовних позначень кожного з них.

Емпіричні коефіцієнти (так звані, індикаційні ознаки) рівнянь взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ущільнених розкривних пісків після аналізу форми графіків визначено способом найменших квадратів із розрахунком необхідних статистичних даних (коефіцієнтів кореляції, варіації, похибок вимірів тощо).

4.1. Умови побудови графіків і визначення рівнянь взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ущільнених ґрунтів

Як проаналізовано в п. 1.5, умовою встановлення взаємозв'язку (побудова графіків і виведення рівнянь виду (1.11 – 1.13) чи (1.17-1.19)) між фізичними (w , ρ_d чи e або $1/\rho_d$) і механічними властивостями ґрунту (E , φ , c) є накопичення статистично обґрунтованого масиву даних випробувань з

визначення цих характеристик для генетично однорідних порід з відносно постійним гранулометричним складом для пісків і числом пластичності для глинистих ґрунтів. Ця умова була виконана для розкривних четвертинних пісків, поділених на три типи: 1) пісок мілкий, однорідний; 2) суміш піску мілкового, однорідного з супіском пилюватим, пластичним; 3) пісок середньої крупності, однорідний. Отже, для кожного з цих типів пісків є коректні передумови побудови для кількох малих інтервалів вологості у напівлогарифмічних координатах графіків залежностей від питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$: 1) модуля деформації для чотирьох інтервалів тиску $\sigma = 0 \dots 0,05$; $0,05 \dots 0,1$; $0,1 \dots 0,2$; $0,2 \dots 0,3$ МПа – $\lg E = f(1/\rho_d)$; 2) кута внутрішнього тертя $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ та питомого зчеплення $\lg c = f(1/\rho_d)$.

При цьому для виявлення впливу параметрів котків на величини механічних властивостей ґрунту дослідні точки на графіках доцільно також класифікувати за відповідними типами механізмів і режимами їх роботи. Визначення коефіцієнтів рівнянь взаємозв'язку за кожним масивом дослідних даних раціонально виконувати способом найменших квадратів з розрахунком коефіцієнтів кореляції, варіації, похибок вимірів тощо.

4.2. Вплив гранулометричного складу ущільнених розкривних пісків у складі штучної основи на взаємозв'язок їх фізичних і деформаційних характеристик

4.2.1. Взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільненого піску мілкового, однорідного

На рис. 4.1 – 4.4 для ущільненого шляхом укочування котками піску мілкового, однорідного побудовано графіки залежності модуля деформації ґрунту E від його питомого об'єму скелета $\lg E = f(1/\rho_d)$ при чотирьох інтервалах компресійного тиску σ (див. п. 2.2.2): $0 - 0,05$ МПа (рис. 4.1); $0,05 - 0,10$ МПа (рис. 4.2); $0,1 - 0,2$ МПа (рис. 4.3); $0,2 - 0,3$ МПа (рис. 4.4).

При цьому в межах кожного з цих інтервалів тиску σ представлено дослідні точки залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ для семи малих інтервалів вологості w : $0 - 5\%$ (кількість використаних для побудови графіку повних дослідних комплексів ґрунтових характеристик склала $n = 19$); $5 - 7,5\%$ ($n = 40$); $7,5 - 10\%$ ($n = 97$); $10 - 12,5\%$ ($n = 77$); $12,5 - 15\%$ ($n = 22$); $15 - 17,5\%$ ($n = 35$); $17,5 - 20\%$ ($n = 24$).

З аналізу графіків $\lg E = f(1/\rho_d)$ добре видно, що при зменшенні питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ (тобто при зростанні ρ_d) величина модуля деформації ущільненого піску мілкового, однорідного E лінійно зростає в усіх дослідних інтервалах вологості w .

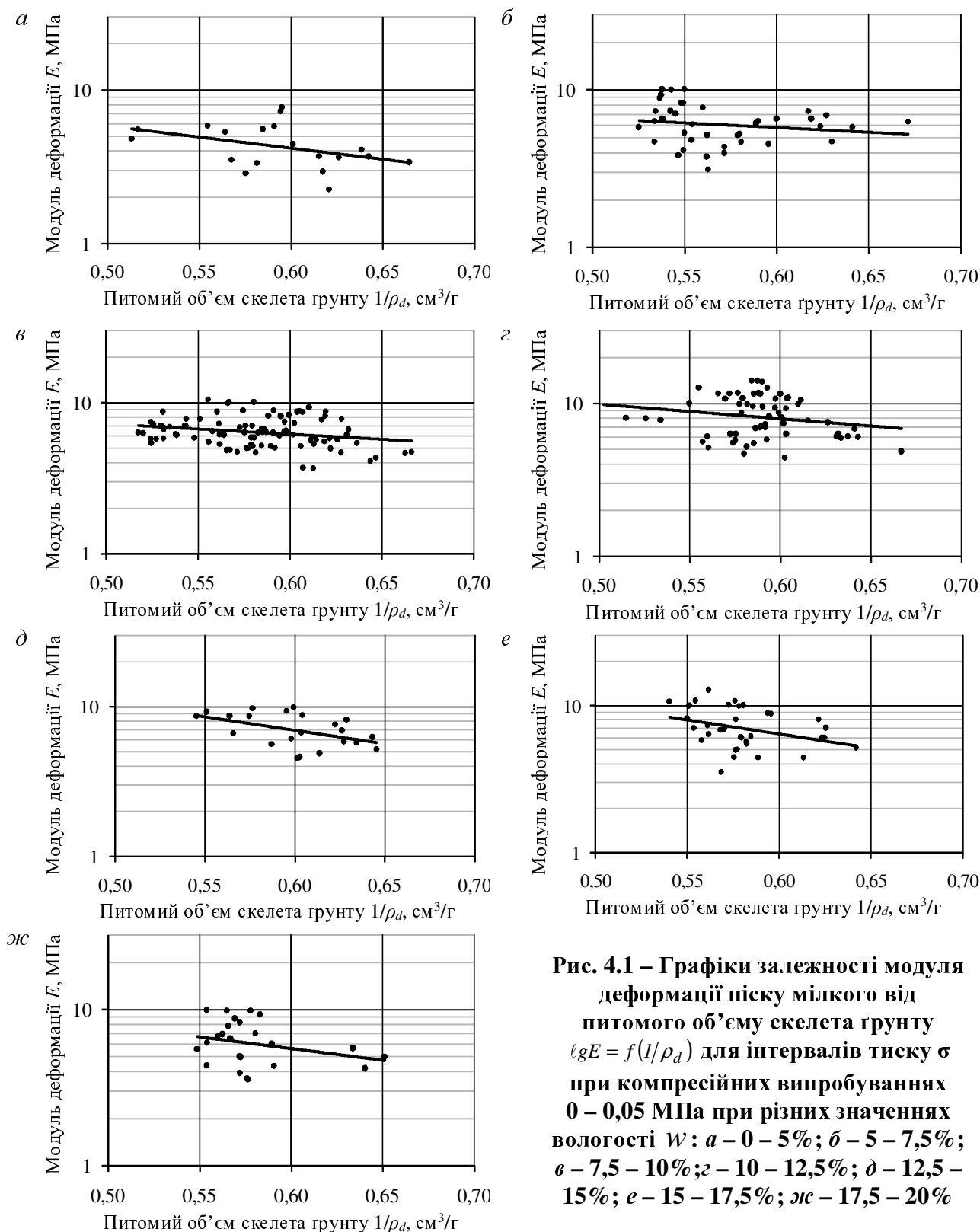


Рис. 4.1 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкокого від питомого об'єму скелета ґрунту $lgE = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0 – 0,05 МПа при різних значеннях вологості W : а – 0 – 5%; б – 5 – 7,5%; в – 7,5 – 10%; г – 10 – 12,5%; д – 12,5 – 15%; е – 15 – 17,5%; ж – 17,5 – 20%

Загальне рівняння лінійної залежності модуля деформації ґрунту E від питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ має вигляд

$$\lg(E/E_0) = A_E - B_E \cdot (1/\rho_d), \quad (4.1)$$

де $E_0 = 1$ МПа; A_E (вільний член), B_E (кутовий коефіцієнт із розмірністю $г/см^3$) – емпіричні коефіцієнти лінійного рівняння взаємозв'язку.

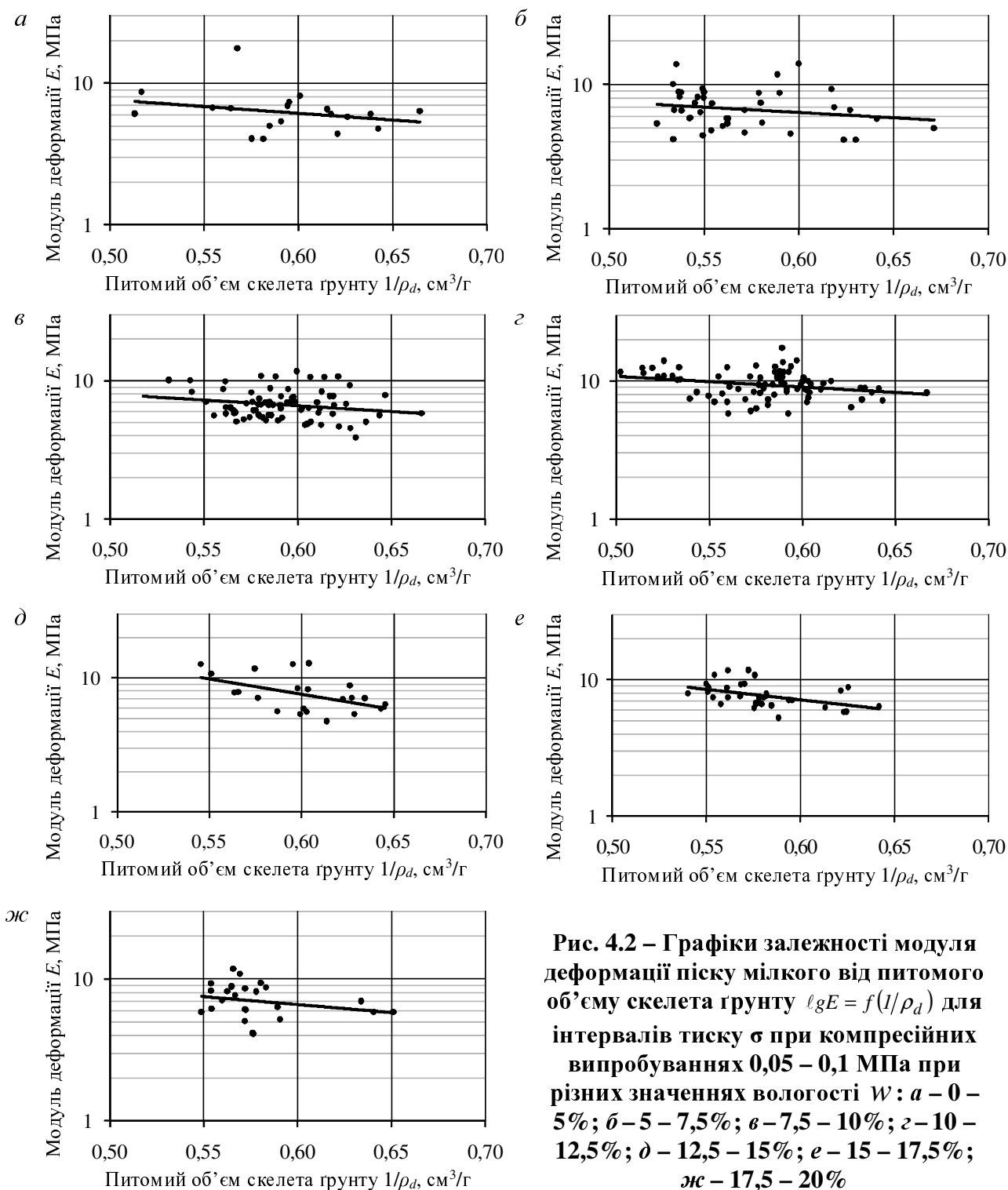


Рис. 4.2 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,05 – 0,1 МПа при різних значеннях вологості W : а – 0 – 5%; б – 5 – 7,5%; в – 7,5 – 10%; з – 10 – 12,5%; д – 12,5 – 15%; е – 15 – 17,5%; ж – 17,5 – 20%

Зокрема, на рис. 4.1, а показано залежність $\lg E = f(1/\rho_d)$ в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 0 - 5$ % при кількості повних дослідних комплексів ґрунтових характеристик $n = 19$. За цих умов рівняння лінійної залежності модуля деформації ґрунту E від питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ виражається формулою (4.2) при величині коефіцієнта варіації $v = 0,220$

$$\lg(E/E_0) = 1,490 - 1,447 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.2)$$

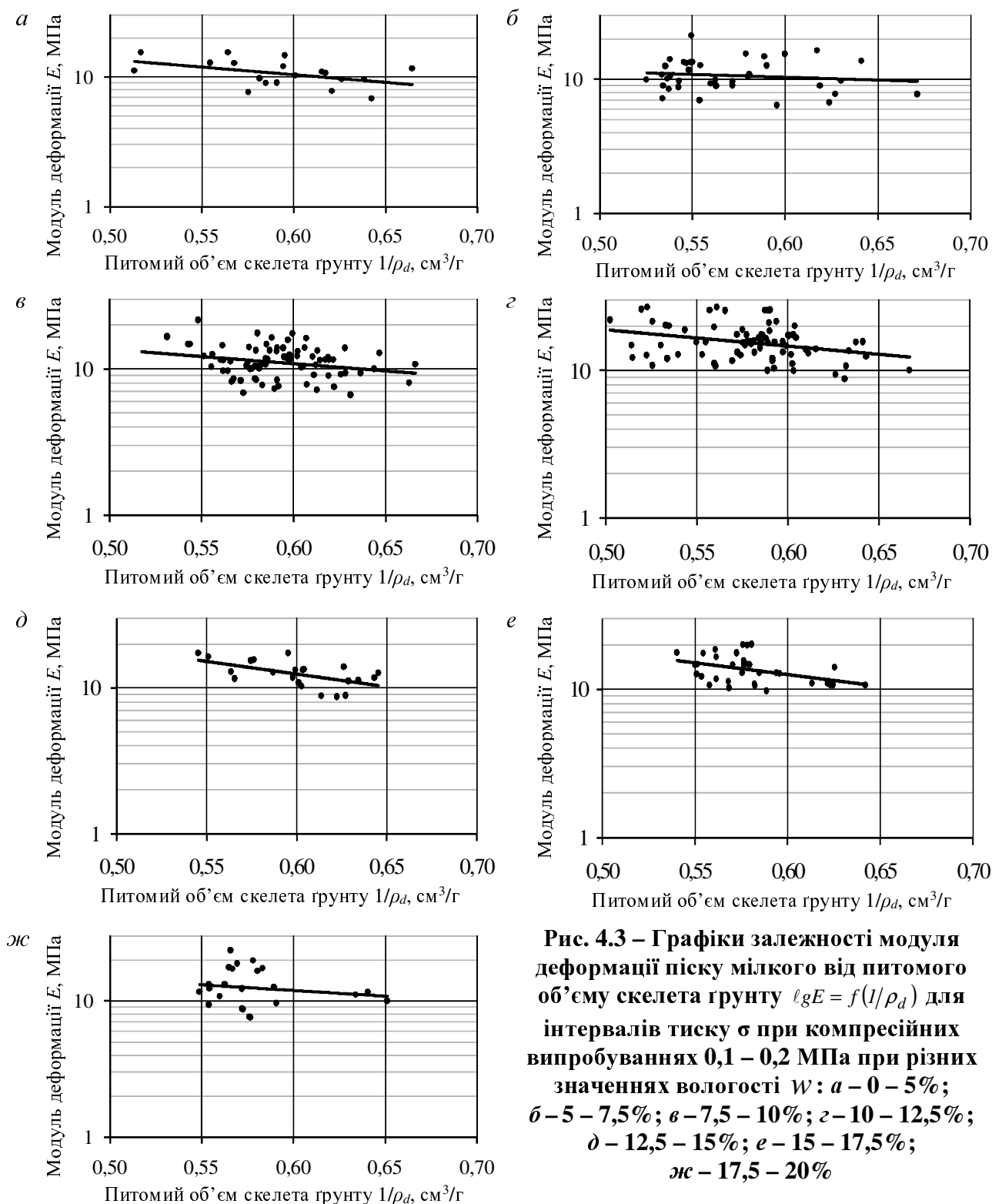


Рис. 4.3 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкового від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,1 – 0,2 МПа при різних значеннях вологості w : а – 0 – 5%; б – 5 – 7,5%; в – 7,5 – 10%; г – 10 – 12,5%; д – 12,5 – 15%; е – 15 – 17,5%; ж – 17,5 – 20%

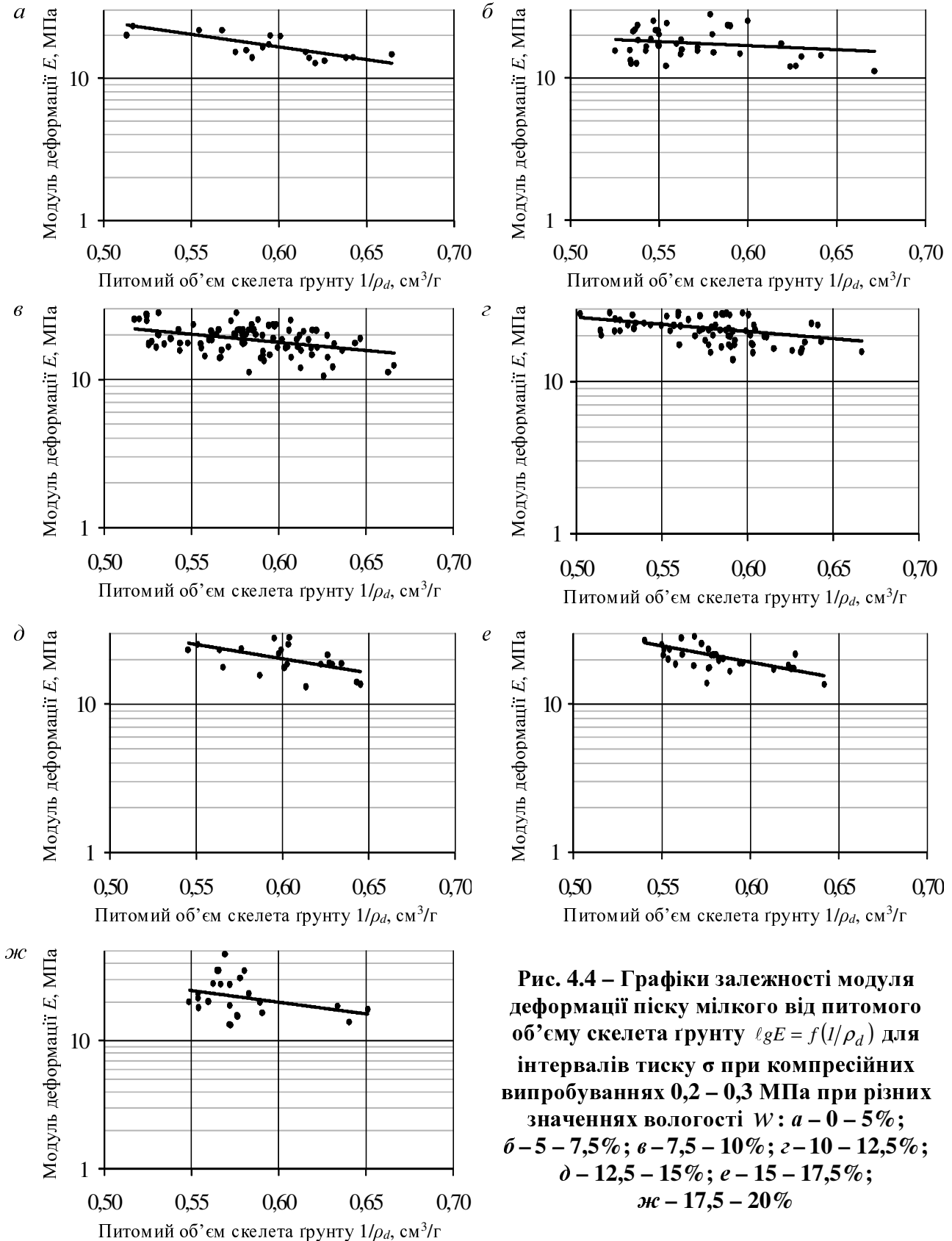
Залежність $\lg E = f(1/\rho_d)$ в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 5 - 7,5$ % (рис. 4.1, б) виражається формулою (4.3) при $n = 40$ та $\nu = 0,161$

$$\lg(E/E_0) = 1,109 - 0,582 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.3)$$

Аналогічно: в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 7,5 - 10$ % (рис. 4.1, в) при $n = 97$ та $\nu = 0,119$

$$\lg(E/E_0) = 1,199 - 0,697 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.4)$$

в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 10 - 12,5\%$ (рис. 4.1, з) при $n = 77$ та $v = 0,147$.



$$\lg(E/E_0) = 1,474 - 0,954 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.5)$$

в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 12,5 - 15$ % (рис. 4.1, *д*) при $n = 22$ та $v = 0,127$

$$\lg(E/E_0) = 1,933 - 1,815 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.6)$$

в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 15 - 17,5$ % (рис. 4.1, *е*) при $n = 35$ та $v = 0,159$

$$\lg(E/E_0) = 1,955 - 1,913 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.7)$$

в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа для інтервалу вологості ґрунту $w = 17,5 - 20$ % (рис. 4.1, *ж*) при $n = 24$ та $v = 0,178$

$$\lg(E/E_0) = 1,661 - 1,518 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.8)$$

На рис. 4.2 показано аналогічні залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ в інтервалі тиску $\sigma = 0,05 - 0,10$ МПа. Інтервали вологості w й кількість повних дослідних комплексів ґрунтових характеристик n при цьому залишаються незмінними, а величина коефіцієнта варіації складає:

для інтервалу вологості ґрунту $w = 0 - 5$ % (рис. 4.2, *а*) $v = 0,175$

$$\lg(E/E_0) = 1,358 - 0,951 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.9)$$

для $w = 5 - 7,5$ % (рис. 4.2, *б*) – $v = 0,164$

$$\lg(E/E_0) = 1,245 - 0,730 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.10)$$

для $w = 7,5 - 10$ % (рис. 4.2, *в*) – $v = 0,127$

$$\lg(E/E_0) = 1,318 - 0,830 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.11)$$

для $w = 10 - 12,5$ % (рис. 4.2, *г*) – $v = 0,099$

$$\lg(E/E_0) = 1,433 - 0,795 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.12)$$

для $w = 12,5 - 15$ % (рис. 4.2, *д*) – $v = 0,148$

$$\lg(E/E_0) = 2,247 - 2,282 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.13)$$

для $w = 15 - 17,5$ % (рис. 4.2, *е*) – $v = 0,097$

$$\lg(E/E_0) = 1,770 - 1,533 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.14)$$

для $w = 17,5 - 20$ % (рис. 4.2, *ж*) – $v = 0,140$

$$\lg(E/E_0) = 1,502 - 1,138 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.15)$$

На рис. 4.3 подано аналогічні залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ при $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа. Значення коефіцієнта варіації емпіричних виразів складає:

для $w = 0 - 5 \%$ (рис. 4.3, а) – $\nu = 0,095$

$$\lg(E/E_0) = 1,727 - 1,184 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.16)$$

для $w = 5 - 7,5 \%$ (рис. 4.3, б) – $\nu = 0,113$

$$\lg(E/E_0) = 1,265 - 0,417 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.17)$$

для $w = 7,5 - 10 \%$ (рис. 4.3, в) – $\nu = 0,102$

$$\lg(E/E_0) = 1,629 - 0,987 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.18)$$

для $w = 10 - 12,5 \%$ (рис. 4.3, г) – $\nu = 0,099$

$$\lg(E/E_0) = 1,839 - 1,124 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.19)$$

для $w = 12,5 - 15 \%$ (рис. 4.3, д) – $\nu = 0,079$,

$$\lg(E/E_0) = 2,151 - 1,760 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.20)$$

для $w = 15 - 17,5 \%$ (рис. 4.3, е) – $\nu = 0,081$

$$\lg(E/E_0) = 2,040 - 1,566 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.21)$$

для $w = 17,5 - 20 \%$ (рис. 4.3, ж) – $\nu = 0,120$

$$\lg(E/E_0) = 1,580 - 0,837 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.22)$$

Ідентичну залежність $\lg E = f(1/\rho_d)$ наведено на рис. 4.4 при $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа. Значення коефіцієнта варіації емпіричних виразів складає:

для $w = 0 - 5 \%$ (рис. 4.4, а) – $\nu = 0,081$

$$\lg(E/E_0) = 2,282 - 1,773 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.23)$$

для $w = 5 - 7,5 \%$ (рис. 4.4, б) – $\nu = 0,088$

$$\lg(E/E_0) = 1,558 - 0,553 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.24)$$

для $w = 7,5 - 10 \%$ (рис. 4.4, в) – $\nu = 0,076$

$$\lg(E/E_0) = 1,902 - 1,084 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.25)$$

для $w = 10 - 12,5 \%$ (рис. 4.4, г) – $\nu = 0,075$

$$\lg(E/E_0) = 1,893 - 0,941 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.26)$$

для $w = 12,5 - 15 \%$ (рис. 4.4, д) – $\nu = 0,078$

$$\lg(E/E_0) = 2,458 - 1,917 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.27)$$

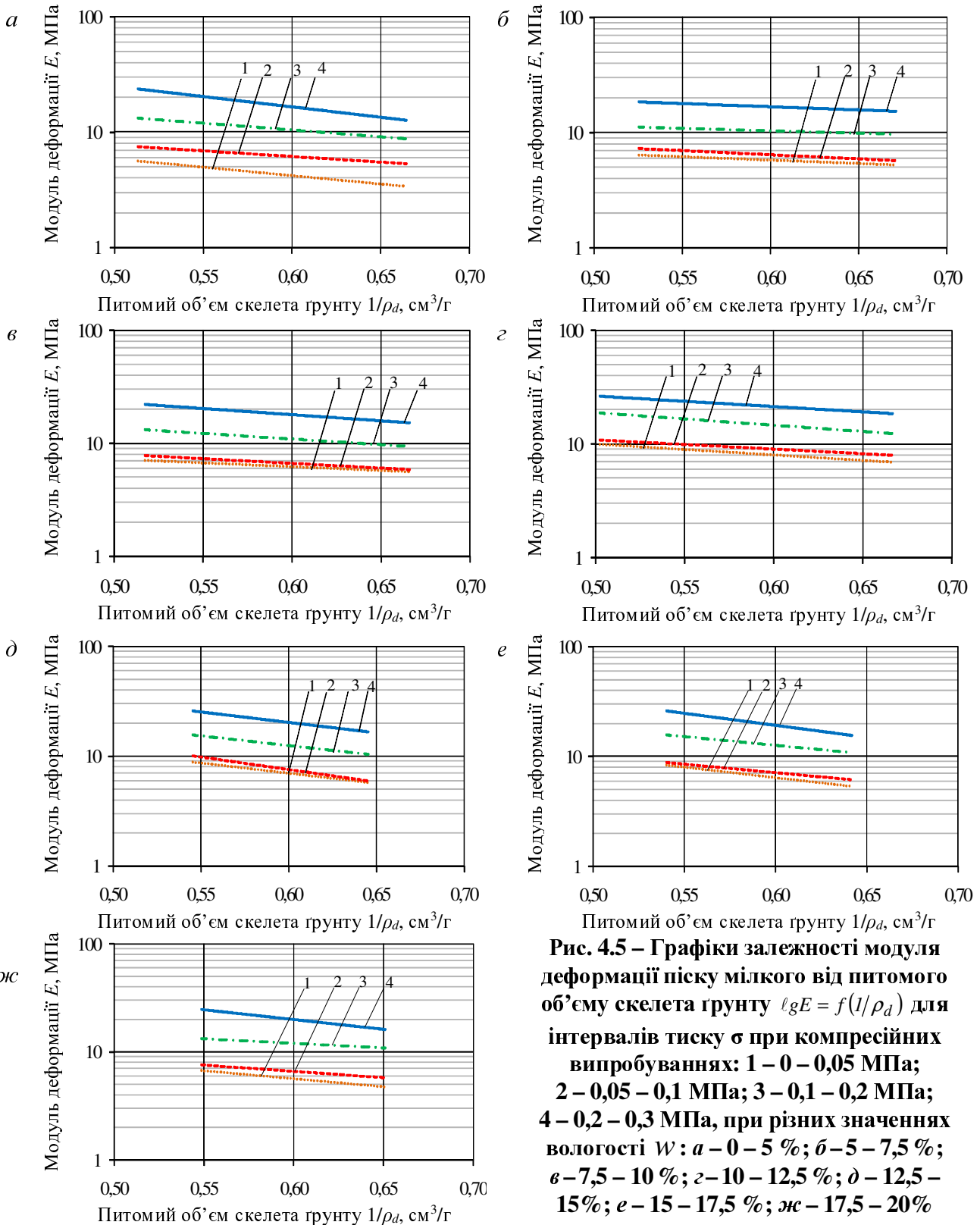
для $w = 15 - 17,5 \%$ (рис. 4.4, е) – $\nu = 0,078$

$$\lg(E/E_0) = 2,591 - 2,178 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.28)$$

для $w = 17,5 - 20 \%$ (рис. 4.4, *жс*) – $\nu = 0,109$

$$\lg(E/E_0) = 2,369 - 1,783 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.29)$$

Графічні залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ також були згруповані за чотирма інтервалами тиску при компресійних випробуваннях σ (рис. 4.5) і за сімома інтервалами вологості w (рис. 4.6).



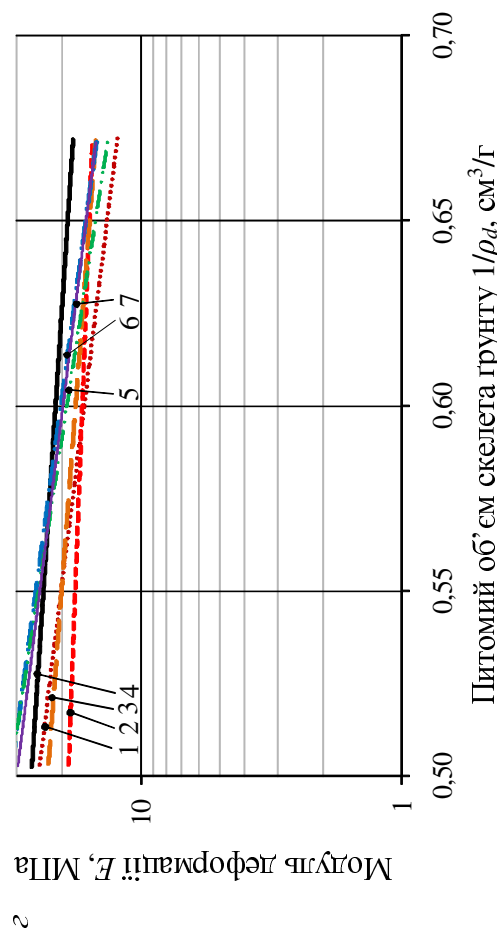
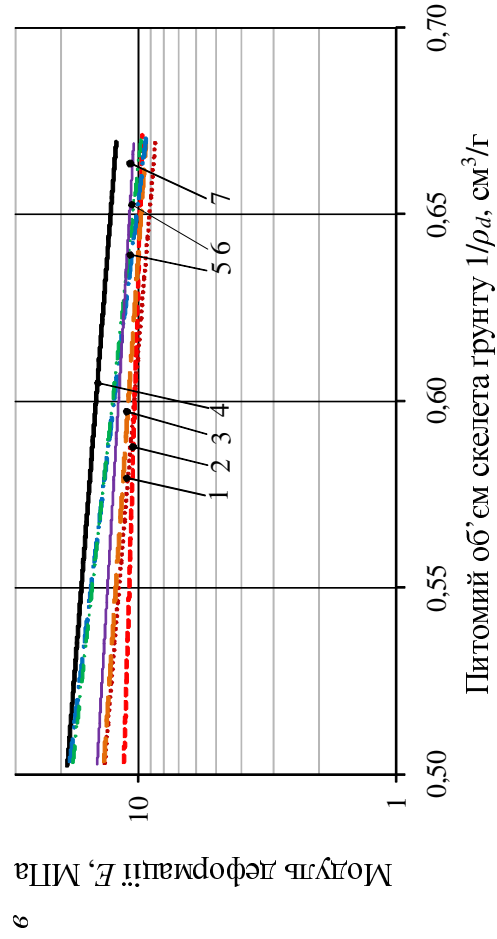
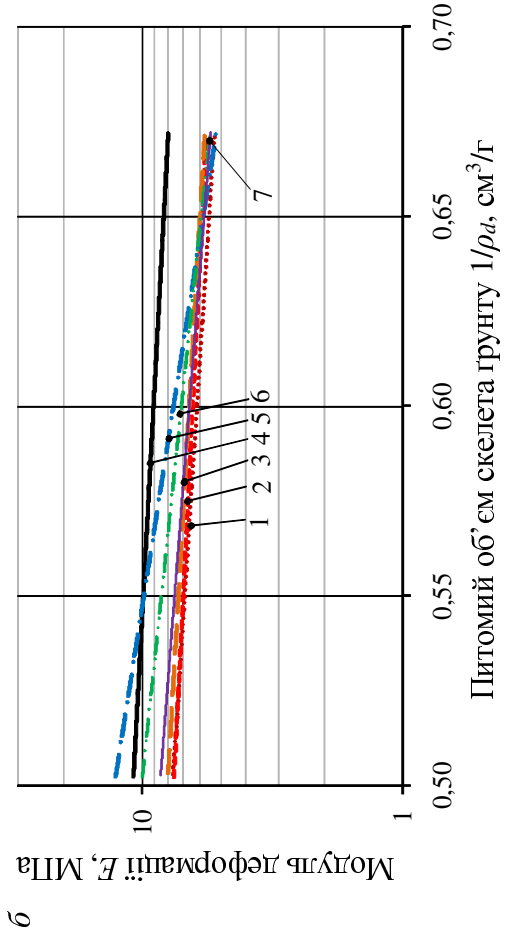
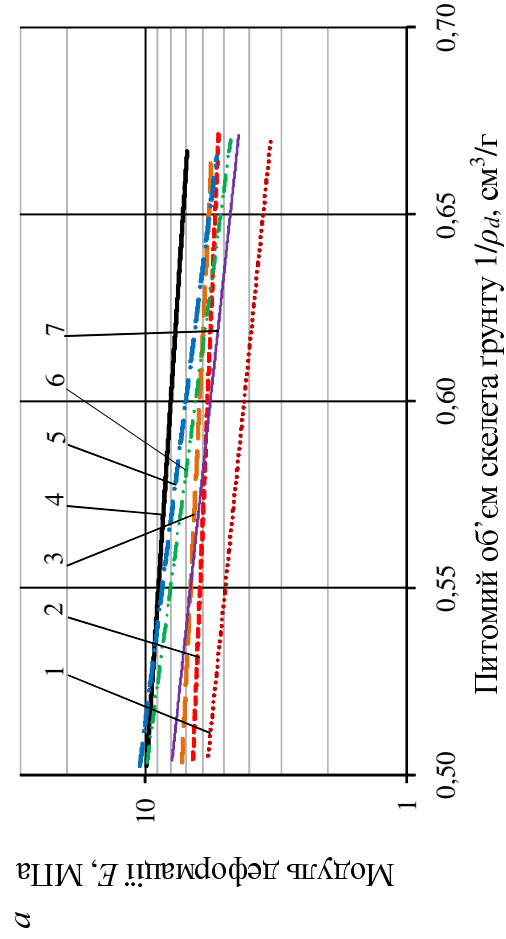


Рис. 4.6 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого від питомого об'єму скелета ґрунту $\epsilon_{gE} = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях: а – 0 – 0,05 МПа; б – 0,05 – 0,1 МПа; в – 0,1 – 0,2 МПа; г – 0,2 – 0,3 МПа, при різних значеннях вологості w : 1 – 0 – 5%; 2 – 5 – 7,5%; 3 – 7,5 – 10%; 4 – 10 – 12,5%; 5 – 12,5 – 15%; 6 – 15 – 17,5%; 7 – 17,5 – 20%

Залежності $\lg E = f(w)$ модуля деформації E піску мілкого від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту $1/\rho_d = 0,55$ подані на рис. 4.7, а, а для $1/\rho_d = 0,60$ на рис. 4.7, б. Аналогічні залежності $\lg E = f(w)$ для того ж піску при $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту $1/\rho_d = 0,55$ подані на рис. 4.8, а, для $1/\rho_d = 0,60$ на рис. 4.8, б.

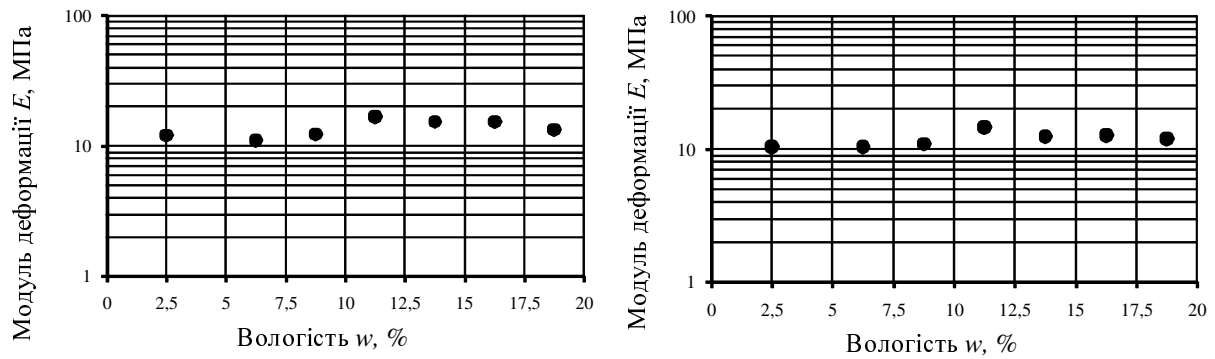


Рис. 4.7 – Залежності модуля деформації E піску мілкого, однорідного від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma=0,1-0,2$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту: зліва – $1/\rho_d = 0,55$; справа – $1/\rho_d = 0,60$

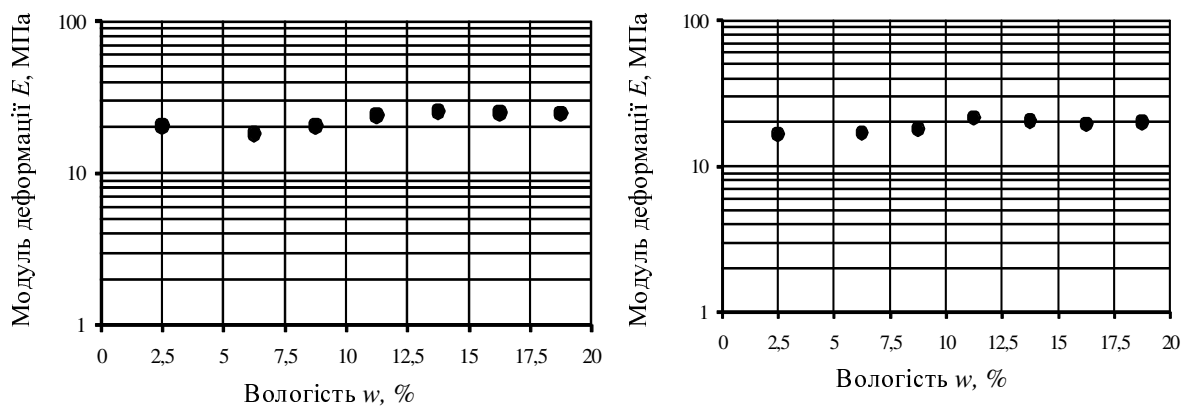


Рис. 4.8 – Залежності модуля деформації E піску мілкого, однорідного від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma=0,2-0,3$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту: зліва – $1/\rho_d = 0,55$; справа – $1/\rho_d = 0,60$

З аналізу цих графіків і рівнянь взаємозв'язку (4.2 – 4.29) для ущільненого укочуванням піску мілкого, однорідного можливі узагальнення:

- у напівлогарифмічних координатах графіки залежності модуля деформації E від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ лінійізуються;
- при зменшенні питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ величина модуля деформації піску E лінійно зростає в усіх дослідних інтервалах вологості w ;
- при збільшенні інтервалу тиску в процесі компресійних випробувань σ від $0 - 0,05$ до $0,20 - 0,30$ МПа значення модуля деформації ґрунту E лінійно зростає при постійній величині його вологості w (кількісні закономірності цієї залежності аналізуються в п. 4.1.4), а лінійні графіки $\lg E = f(1/\rho_d)$ при різних інтервалах тиску σ – близькі до паралельних (рис. 4.5);

- для початкового інтервалу тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа зафіксовано наведену (отриману внаслідок укочування) структурну міцність ґрунту p_{str} (рис. 4.5);
- вологість піску менш суттєво (це, до речі, підтверджує відсутність параметру вологості чи коефіцієнту водонасичення в довідковій таблиці В.1 Додатку В ДБН В.2.1-10-2009 [64]) впливає на модуль деформації E (рис. 4.6 – 4.8), але при вологості близькій до оптимальної (див. п. 2.1) досягає дещо більшого (свого максимального) значення в межах кожного інтервалу тиску;
- значення коефіцієнта варіації всіх рівнянь взаємозв'язку, крім одного (4.2), не перевищують $\nu = 0,20$, що свідчить про достатню коректність емпіричних виразів; до речі, зі зростанням тиску від $\sigma = 0 - 0,05$ до $0,20 - 0,30$ МПа розкид дослідних даних зменшується (при $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа величини коефіцієнта варіації всіх рівнянь взаємозв'язку становлять $\nu < 0,11$).

4.2.2. Взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільненого піску мілкового, однорідного з домішками супіску пилуватого

Графіки залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$, аналогічні до (рис. 4.1 – 4.4), для піску мілкового, однорідного з домішками супіску побудовано на рис. А.1 – А.4 додатку А. Так на рис. А.1, а наведено залежність $\lg E = f(1/\rho_d)$ в інтервалі тиску $\sigma = 0 \div 0,05$ МПа при вологості ґрунту близькій до $w \approx 5\%$ (кількість повних дослідних комплексів ґрунтових характеристик склала $n = 18$). Рівняння взаємозв'язку виду (4.1) при коефіцієнті варіації $\nu = 0,107$ має такий вигляд

$$\lg(E/E_0) = 1,710 - 1,648 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.30)$$

Аналогічно: в інтервалі тиску $\sigma = 0 - 0,05$ МПа при $w \approx 10\%$ (рис. А.1, б) при $n = 79$ та $\nu = 0,174$

$$\lg(E/E_0) = 1,749 - 1,718 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.31)$$

в інтервалі $\sigma = 0 - 0,05$ МПа при $w \approx 15\%$ (рис. А.1, в) при $n = 47$ та $\nu = 0,174$

$$\lg(E/E_0) = 1,900 - 1,941 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.32)$$

На рис. А.2 показано аналогічні залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ в інтервалі тиску $\sigma = 0,05 - 0,10$ МПа:

при $w \approx 5\%$ (рис. А.2, а) при $n = 18$ та $\nu = 0,080$

$$\lg(E/E_0) = 1,821 - 1,722 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.33)$$

при $w \approx 10\%$ (рис. А.2, б) при $n = 79$ та $\nu = 0,146$

$$\lg(E/E_0) = 1,897 - 1,835 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.34)$$

при $w \approx 15\%$ (рис. А.2, в) при $n = 47$ та $\nu = 0,230$

$$\lg(E/E_0) = 2,245 - 2,440 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.35)$$

На рис. А.3 подано залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ при $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа:
при $w \approx 5\%$ (рис. А.3, а) при $n = 18$ та $\nu = 0,071$

$$\lg(E/E_0) = 2,023 - 1,814 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.36)$$

при $w \approx 10\%$ (рис. А.3, б) при $n = 79$ та $\nu = 0,101$

$$\lg(E/E_0) = 1,942 - 1,553 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.37)$$

при $w \approx 15\%$ (рис. А.3, в) при $n = 47$ та $\nu = 0,120$

$$\lg(E/E_0) = 2,469 - 2,376 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.38)$$

На рис. А.4 подано залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ при $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа:
при $w \approx 5\%$ (рис. А.4, а) при $n = 18$ та $\nu = 0,035$

$$\lg(E/E_0) = 2,046 - 1,478 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.39)$$

при $w \approx 10\%$ (рис. А.4, б) при $n = 79$ та $\nu = 0,079$

$$\lg(E/E_0) = 1,984 - 1,287 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.40)$$

при $w \approx 15\%$ (рис. А.4, в) при $n = 47$ та $\nu = 0,097$

$$\lg(E/E_0) = 2,526 - 2,160 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.41)$$

Графічні залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ згруповано також за чотирма інтервалами тиску при компресійних випробуваннях σ (рис. 4.9) і за трьома інтервалами вологості w (рис. 4.10).

Залежності $\lg E = f(w)$ модуля деформації E піску мілкоого, однорідного з домішками супіску пилюватого від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту $1/\rho_d = 0,55$ подані на рис. А.5, а для $1/\rho_d = 0,60$ на рис. А.5, б додатку В. Аналогічні залежності $\lg E = f(w)$ для того ж піску при $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту $1/\rho_d = 0,55$ подані на рис. А.6, а, для $1/\rho_d = 0,60$ на рис. А.6, б.

Узагальнення з аналізу цих графіків і рівнянь взаємозв'язку (4.30 – 4.41), значення коефіцієнту варіації яких не перевищує $\nu = 0,23$, для ущільненого укочуванням піску мілкоого, однорідного з домішками супіску пилюватого в цілому аналогічні тим, що зроблено в п. 4.2.1 для ущільненого укочуванням піску мілкоого, однорідного.

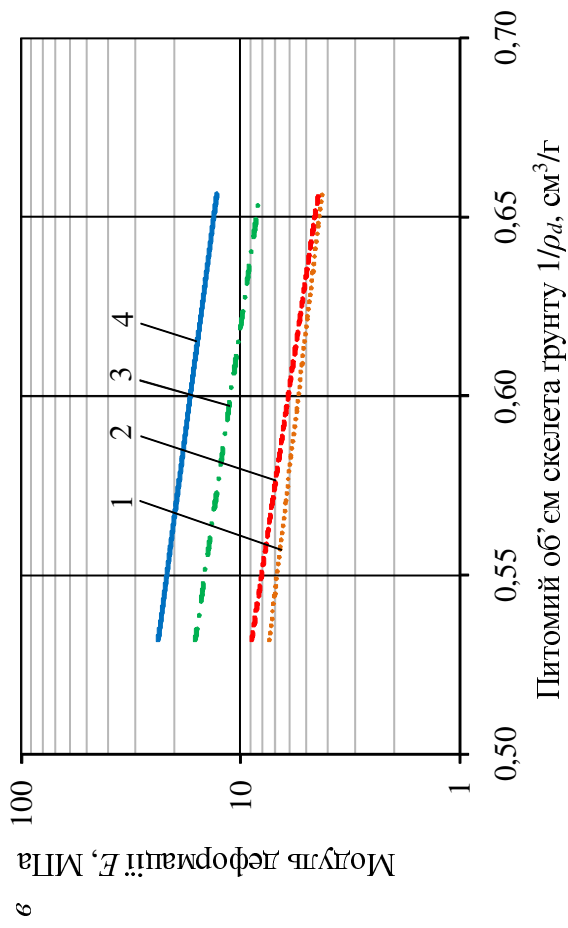
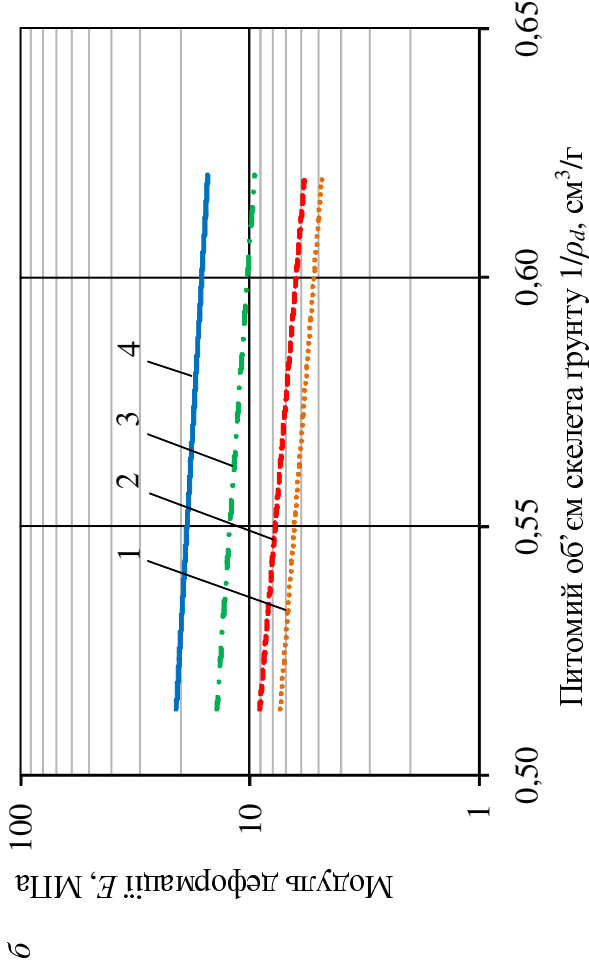
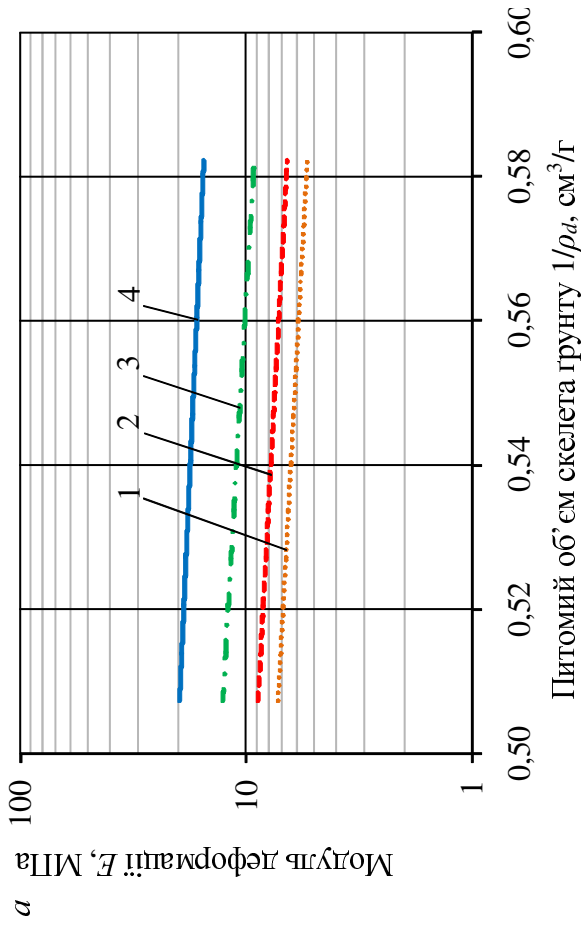


Рис. 4.9 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого з домішками сушіску від питомого об'єму скелета ґрунту $\ell_{gE} = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях: 1 – 0 – 0,05 МПа; 2 – 0,05 – 0,1 МПа; 3 – 0,1 – 0,2 МПа; 4 – 0,2 – 0,3 МПа, при різних значеннях вологості W : a – $\approx 5\%$; b – $\approx 10\%$; v – $\approx 15\%$

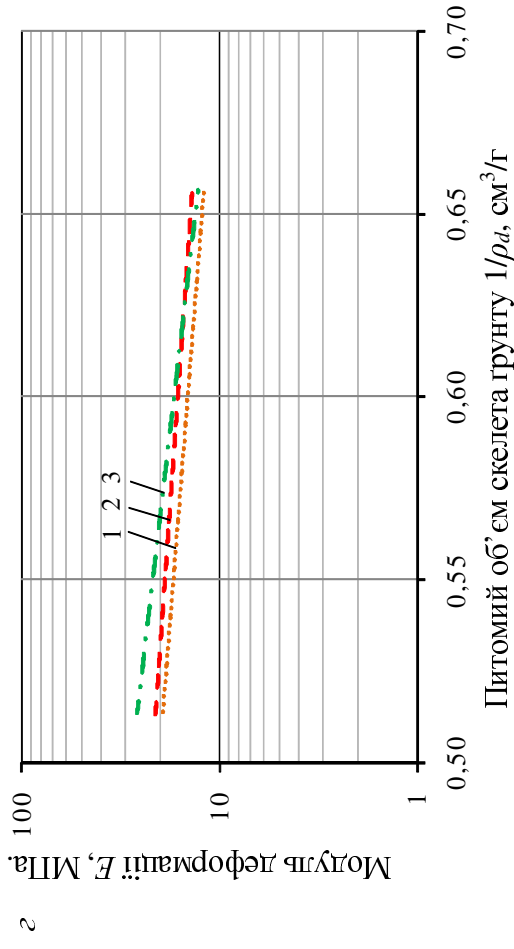
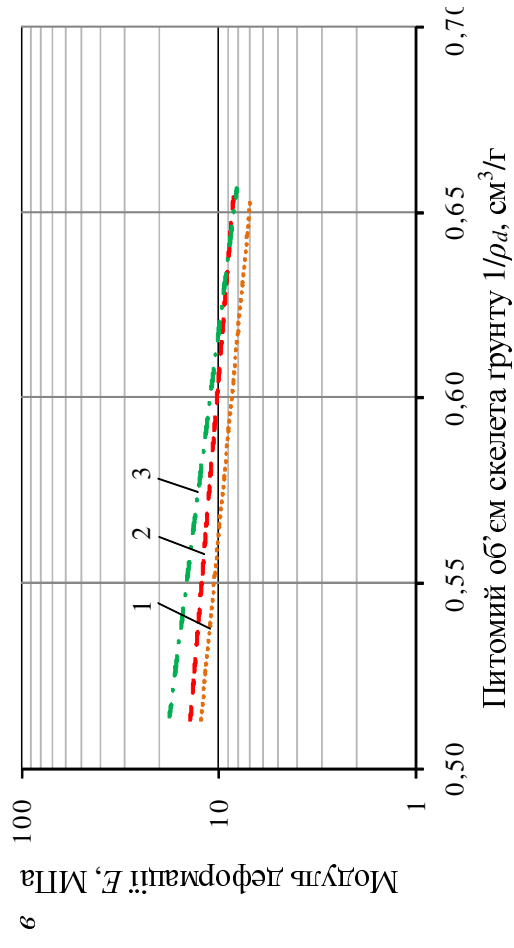
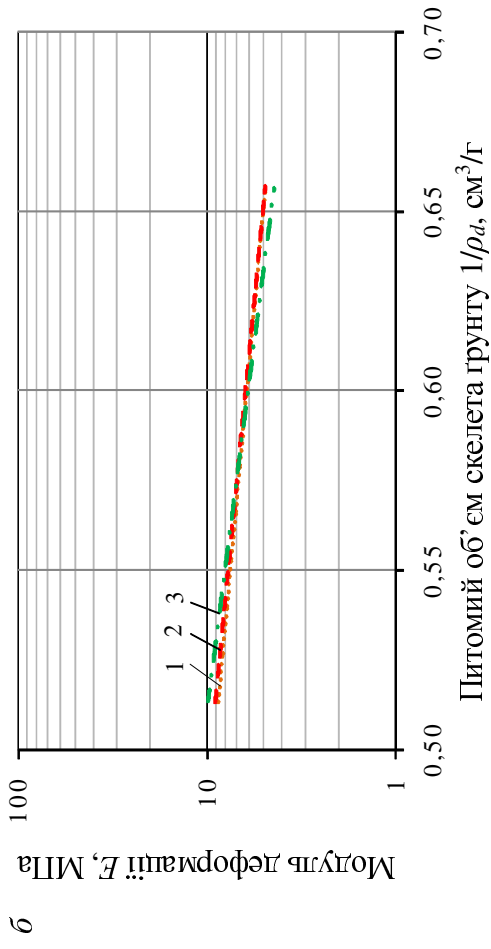
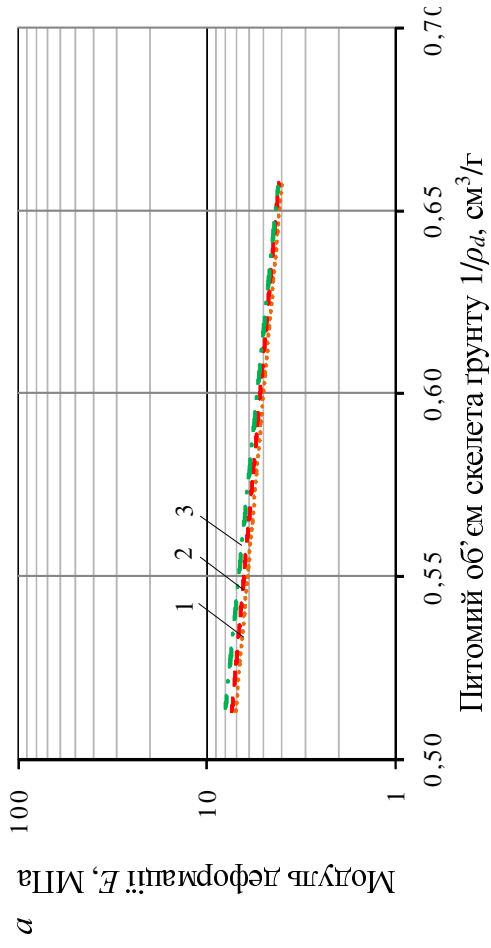


Рис. 4.10 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого з домішками сугілки від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях: **а** – 0 – 0,05 МПа; **б** – 0,05 – 0,1 МПа; **в** – 0,1 – 0,2 МПа; **г** – 0,2 – 0,3 МПа, при різних значеннях вологості W : **1** – $\approx 5\%$; **2** – $\approx 10\%$; **3** – $\approx 15\%$

4.2.3. Взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільненого піску середньої крупності, однорідного

Аналогічно попереднім видам розкривних пісків побудовано графіки залежності $\lg E = f(1/\rho_d)$ для піску середньої крупності, однорідного й встановлено рівняння взаємозв'язку:

для $\sigma = 0 - 0,05$ МПа та $w \approx 5\%$ при $n = 16$ та $\nu = 0,096$

$$\lg(E/E_0) = 1,152 - 0,526 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.42)$$

для $\sigma = 0 - 0,05$ МПа та $w \approx 7,5\%$ при $n = 20$ та $\nu = 0,093$

$$\lg(E/E_0) = 1,876 - 1,792 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.43)$$

для $\sigma = 0 - 0,05$ МПа та $w \approx 10\%$ при $n = 19$ та $\nu = 0,090$

$$\lg(E/E_0) = 2,155 - 2,155 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.44)$$

для $\sigma = 0 - 0,05$ МПа та $w \approx 15\%$ при $n = 6$ та $\nu = 0,134$

$$\lg(E/E_0) = 1,430 - 1,076 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.45)$$

для $\sigma = 0,05 - 0,10$ МПа та $w \approx 5\%$ при $n = 16$ та $\nu = 0,140$

$$\lg(E/E_0) = 1,328 - 0,771 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.46)$$

для $\sigma = 0,05 - 0,10$ МПа та $w \approx 7,5\%$ при $n = 20$ та $\nu = 0,103$

$$\lg(E/E_0) = 1,923 - 1,641 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.47)$$

для $\sigma = 0,05 - 0,10$ МПа та $w \approx 10\%$ при $n = 19$ та $\nu = 0,116$

$$\lg(E/E_0) = 2,835 - 3,119 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.48)$$

для $\sigma = 0,05 - 0,10$ МПа та $w \approx 15\%$ при $n = 6$ та $\nu = 0,046$

$$\lg(E/E_0) = 1,376 - 0,925 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.49)$$

для $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа та $w \approx 5\%$ при $n = 16$ та $\nu = 0,095$

$$\lg(E/E_0) = 1,570 - 0,824 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.50)$$

для $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа та $w \approx 7,5\%$ при $n = 20$ та $\nu = 0,066$

$$\lg(E/E_0) = 1,962 - 1,557 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.51)$$

для $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа та $w \approx 10\%$ при $n = 19$ та $\nu = 0,102$

$$\lg(E/E_0) = 2,344 - 2,110 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.52)$$

для $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа та $w \approx 15\%$ при $n = 6$ та $\nu = 0,046$

$$\lg(E/E_0) = 1,790 - 1,104 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.53)$$

для $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа та $w \approx 5\%$ при $n = 16$ та $\nu = 0,085$

$$\lg(E/E_0) = 1,749 - 0,850 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.54)$$

для $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа та $w \approx 7,5\%$ при $n = 20$ та $\nu = 0,060$

$$\lg(E/E_0) = 2,162 - 1,488 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.55)$$

для $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа та $w \approx 10\%$ при $n = 19$ та $\nu = 0,096$

$$\lg(E/E_0) = 2,709 - 2,418 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.56)$$

для $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа та $w \approx 15\%$ при $n = 6$ та $\nu = 0,033$

$$\lg(E/E_0) = 1,883 - 0,888 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.57)$$

Графіки $\lg E = f(1/\rho_d)$ згруповано також за чотирма інтервалами тиску при компресійних випробуваннях σ (рис. 4.11) і за чотирма інтервалами вологості w (рис. 4.12). Залежності $\lg E = f(w)$ модуля деформації E піску середньої крупності, однорідного від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma = 0,10 - 0,20$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту $1/\rho_d = 0,55$ подані на рис. А.11, а, а для $1/\rho_d = 0,60$ на рис. А.11, б додатку А. Аналогічні залежності $\lg E = f(w)$ для того ж піску при $\sigma = 0,20 - 0,30$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту $1/\rho_d = 0,55$ подані на рис. А.12, а, для $1/\rho_d = 0,60$ на рис. А.12, б додатку А.

Узагальнення з аналізу цих графіків і рівнянь взаємозв'язку (4.42 – 4.57), значення коефіцієнту варіації яких не перевищує $\nu = 0,14$, для ущільненого укочуванням піску середньої крупності, однорідного в цілому аналогічні, зробленим для ущільненого укочуванням піску мілкового, однорідного й суміші такого піску з супіском пилуватим.

4.2.4. Зв'язок компресійного тиску та коефіцієнта A_E для ущільнених розкривних пісків

Виходячи з висновків про те, що для всіх типів дослідних розкривних пісків при збільшенні компресійного тиску σ від $0 - 0,05$ до $0,20 - 0,30$ МПа модуль деформації ґрунту E лінійно зростає при постійній величині його вологості w (а сама вологість піску мало впливає на цю закономірність, рис. 4.6, 4.10, 4.12) і практичну паралельність лінійних графіків $\lg E = f(1/\rho_d)$ при різних інтервалах тиску σ для кожного типу дослідних пісків (див. рис. 4.5, 4.9, 4.11), тобто змінність коефіцієнту B_E від середніх значень \bar{B}_E у певних межах, доцільно виявити закономірності зміни коефіцієнта A_E рівняння взаємозв'язку (4.1) в залежності від компресійного тиску, тобто $A_E = f(\sigma)$.

Графіки залежності коефіцієнта A_E від тиску $A_E = f(\sigma)$ для піску мілкового, однорідного при різних значеннях вологості подано на рис. 4.13, для суміші піску мілкового, однорідного з супіском пилуватим – на рис. 4.14, а для піску середньої крупності, однорідного – на рис. 4.15.

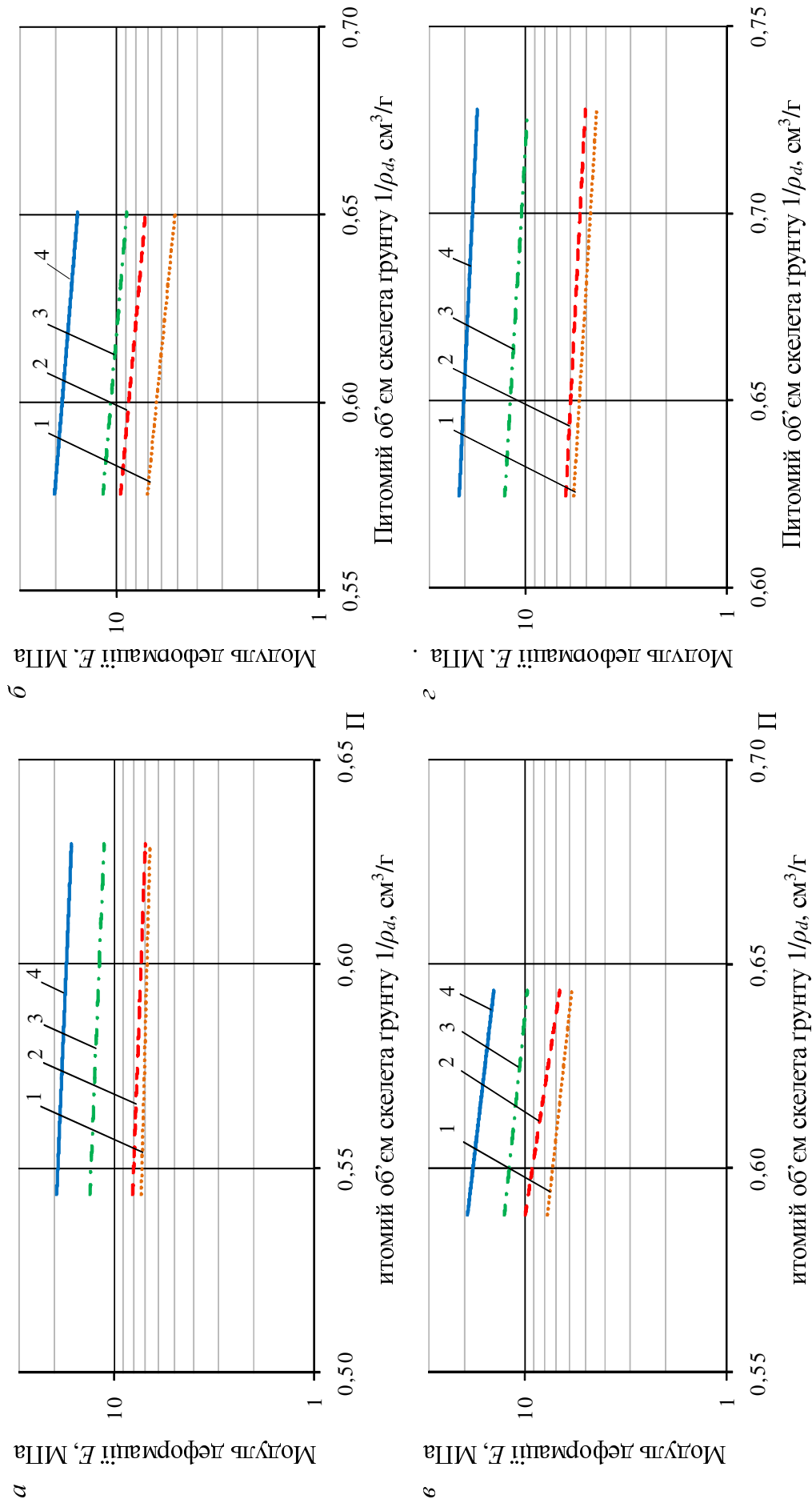


Рис. 4.11 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелета ґрунту $\ell g E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях: 1 – 0 – 0,05 МПа; 2 – 0,05 – 0,1 МПа; 3 – 0,1 – 0,2 МПа; 4 – 0,2 – 0,3 МПа, при різних значеннях вологості W : *a* – $\approx 5\%$; *б* – $\approx 7,5\%$; *в* – $\approx 10\%$; *г* – $\approx 15\%$

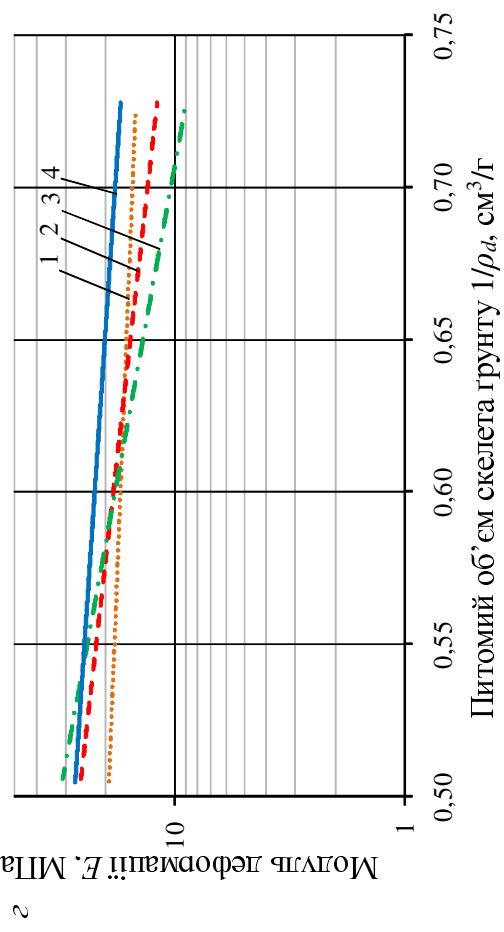
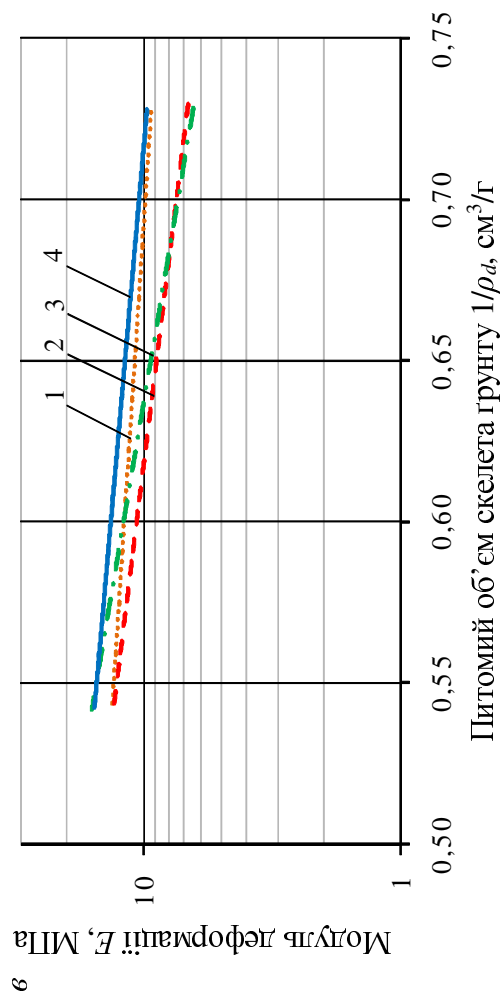
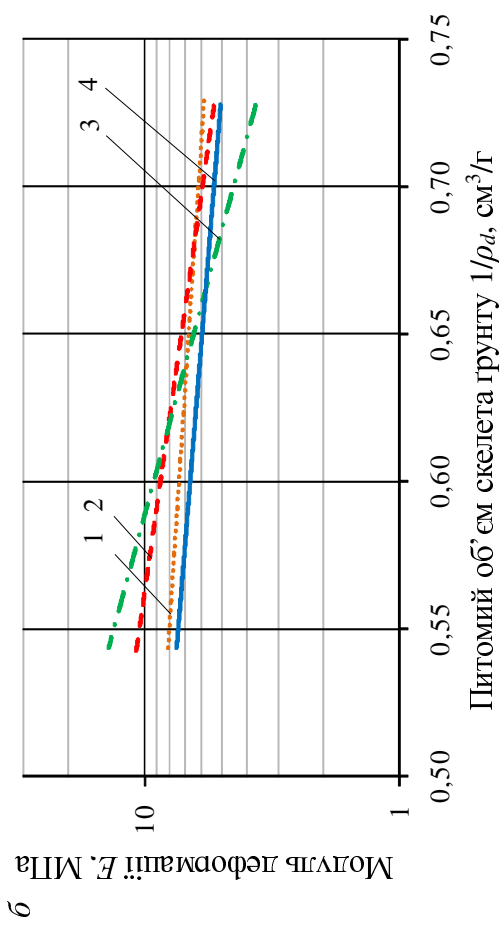
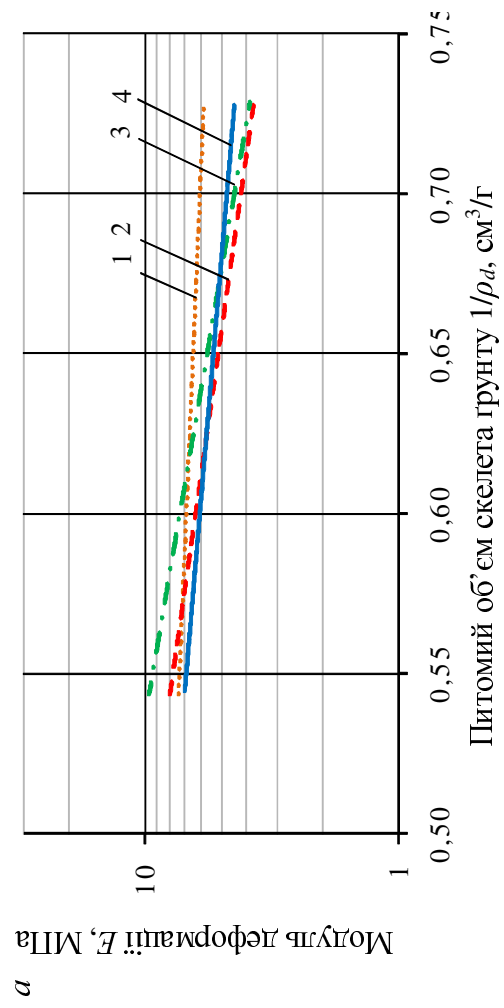


Рис. 4.12 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелета ґрунту $lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях: **а** – $0 - 0,05$ МПа; **б** – $0,05 - 0,1$ МПа; **в** – $0,1 - 0,2$ МПа; **г** – $0,2 - 0,3$ МПа, при різних значеннях вологості **W**: **1** – $\approx 5\%$; **2** – $\approx 7,5\%$; **3** – $\approx 10\%$; **4** – $\approx 15\%$

З них легко помітити, що в межах тиску $\sigma = 0 - 0,30$ МПа, за яких проведені досліди, залежність $A_E = f(\sigma)$ достатньо коректно (значення коефіцієнтів варіації для всіх рівнянь взаємозв'язку крім одного не перевищують $v = 0,20$, а коефіцієнтів кореляції більші за $r = 0,85$) апроксимується лінійною функцією виду:

$$A_E = A_{E,0} + A_{E,1} \cdot \sigma. \quad (4.58)$$

де $A_{E,0}$ та $A_{E,1}$ (МПа⁻¹) – емпіричні коефіцієнти до лінійного рівняння (4.58).

Зокрема, для піску мілкового, однорідного залежність (4.58) має вигляд: для вологості ґрунту $w = 0 - 5\%$ (рис. 4.13 а) при $v = 0,206$ та $r = 0,930$

$$A_E = 1,229 + 3,879 \cdot \sigma; \quad (4.59)$$

для $w = 5 - 7,5\%$ (рис. 4.13 б) при $v = 0,127$ та $r = 0,959$

$$A_E = 1,062 + 1,851 \cdot \sigma; \quad (4.60)$$

для $w = 7,5 - 10\%$ (рис. 4.13 в) при $v = 0,182$ та $r = 0,995$

$$A_E = 1,109 + 3,233 \cdot \sigma; \quad (4.61)$$

для $w = 10 - 12,5\%$ (рис. 4.13 г) при $v = 0,125$ та $r = 0,902$

$$A_E = 1,383 + 2,210 \cdot \sigma; \quad (4.62)$$

для $w = 12,5 - 15\%$ (рис. 4.13 д) при $v = 0,086$ та $r = 0,865$

$$A_E = 1,956 + 1,926 \cdot \sigma; \quad (4.63)$$

для $w = 15 - 17,5\%$ (рис. 4.13 е) при $v = 0,146$ та $r = 0,876$

$$A_E = 1,693 + 3,160 \cdot \sigma; \quad (4.64)$$

для $w = 17,5 - 20\%$ (рис. 4.13 ж) при $v = 0,195$ та $r = 0,805$

$$A_E = 1,367 + 3,284 \cdot \sigma. \quad (4.65)$$

Для піску мілкового з домішками супіску залежність (4.58) має вигляд: для $w \approx 5\%$ (рис. 4.14 а) при $v = 0,074$ та $r = 0,930$

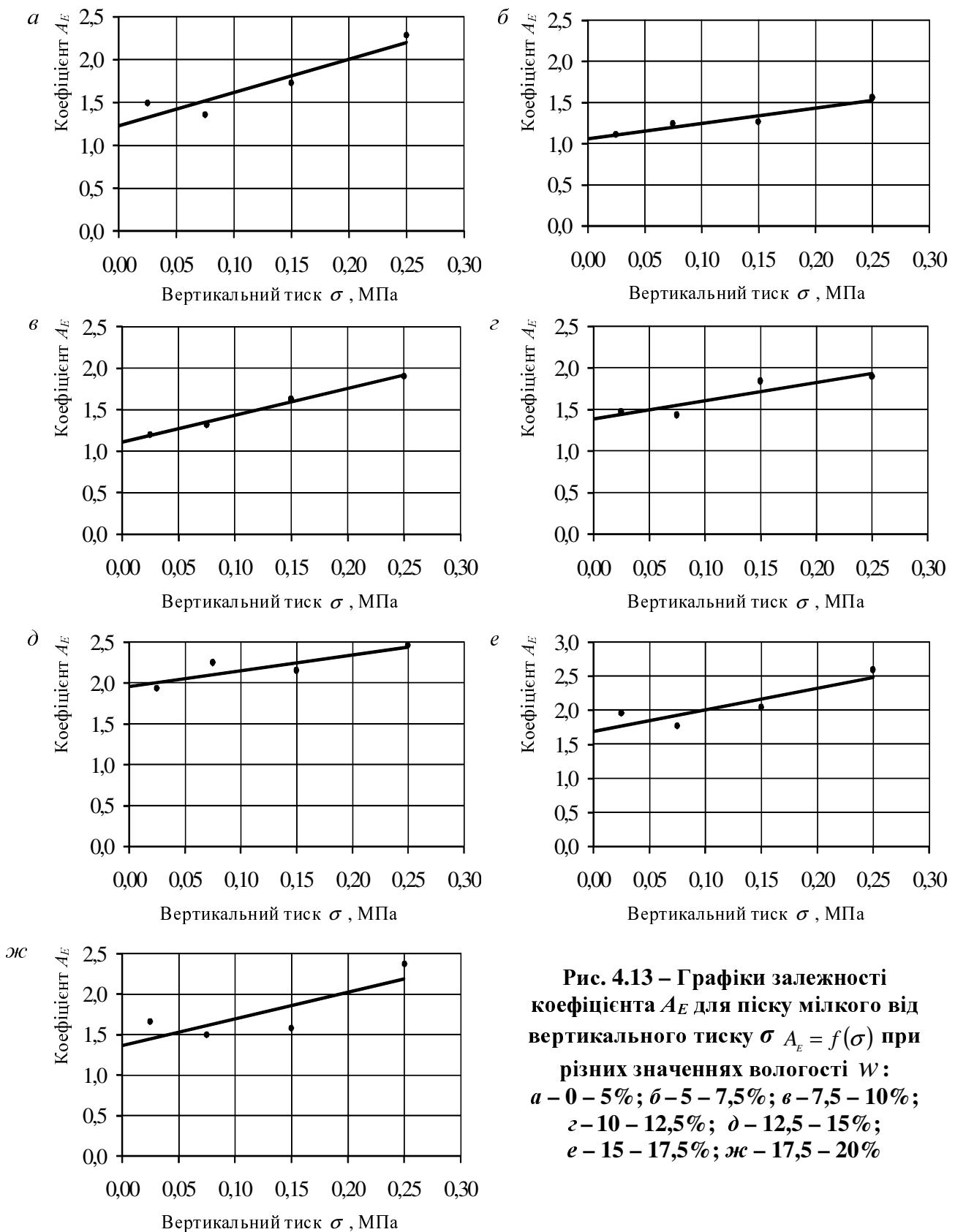
$$A_E = 1,707 + 1,540 \cdot \sigma; \quad (4.66)$$

для $w \approx 10\%$ (рис. 4.14 б) при $v = 0,047$ та $r = 0,891$

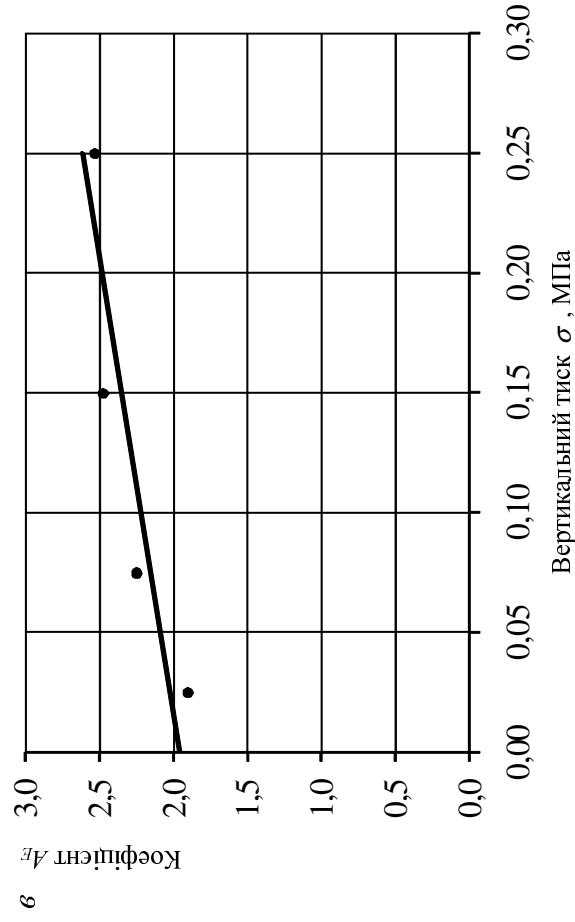
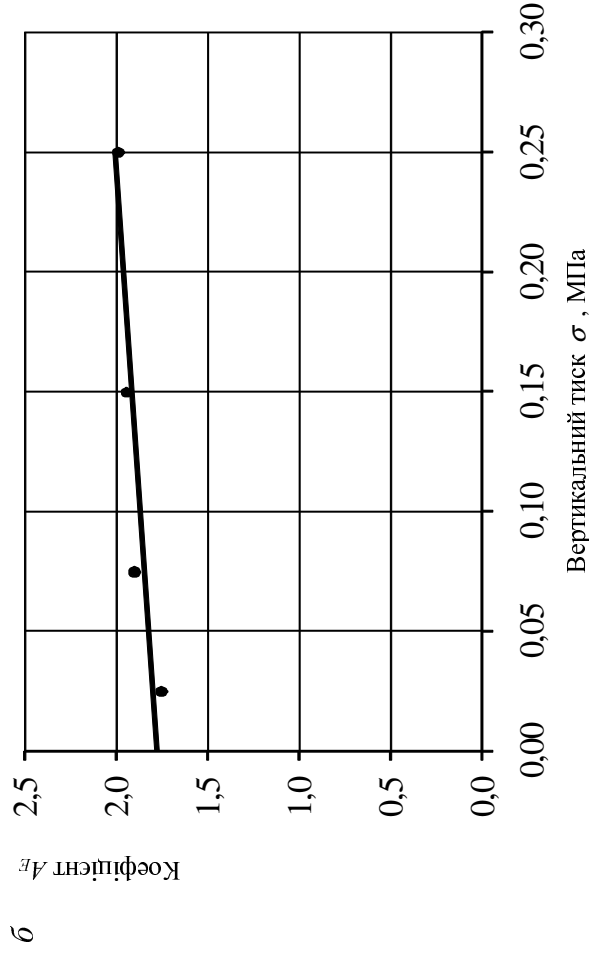
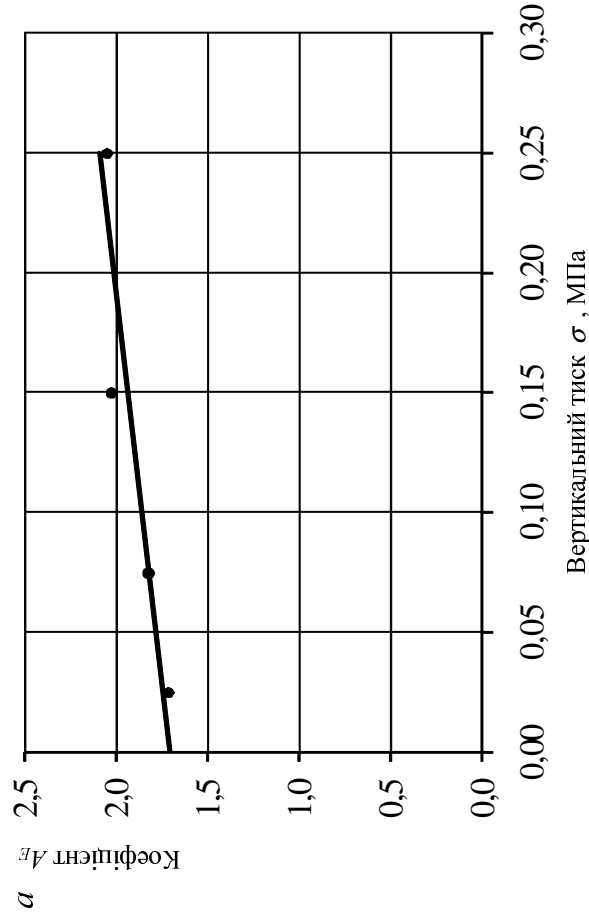
$$A_E = 1,776 + 0,932 \cdot \sigma; \quad (4.67)$$

для $w \approx 15\%$ (рис. 4.14 в) при $v = 0,108$ та $r = 0,902$

$$A_E = 1,957 + 2,616 \cdot \sigma. \quad (4.68)$$



**Рис. 4.13 – Графіки залежності коефіцієнта A_E для піску мілкого від вертикального тиску σ $A_E = f(\sigma)$ при різних значеннях вологості W :
а – $0 - 5\%$; **б** – $5 - 7,5\%$; **в** – $7,5 - 10\%$;
г – $10 - 12,5\%$; **д** – $12,5 - 15\%$;
е – $15 - 17,5\%$; **жз** – $17,5 - 20\%$**



**Рис. 4.14 – Графіки залежності коефіцієнта A_E для піску м'якого з домішками сугілку від вертикального тиску σ $A_E = f(\sigma)$ при різних значеннях вологості W :
 $a - \approx 5\%$; $б - \approx 10\%$; $в - \approx 15\%$**

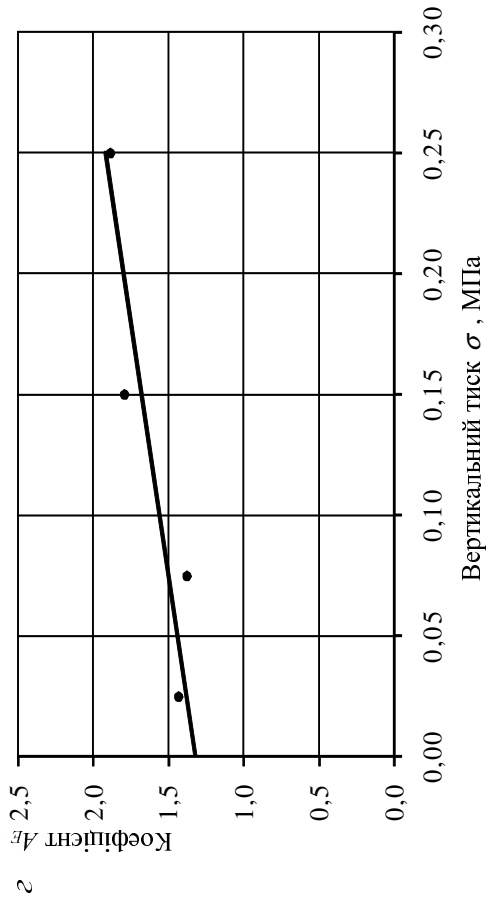
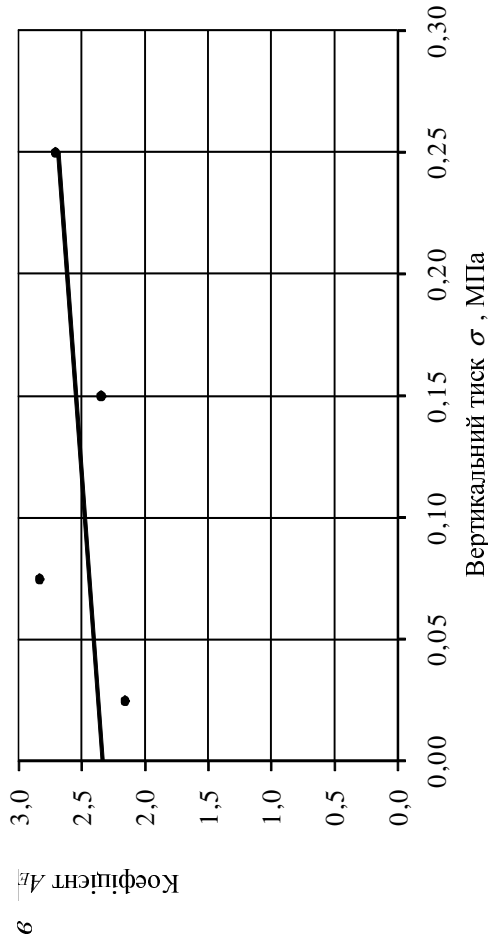
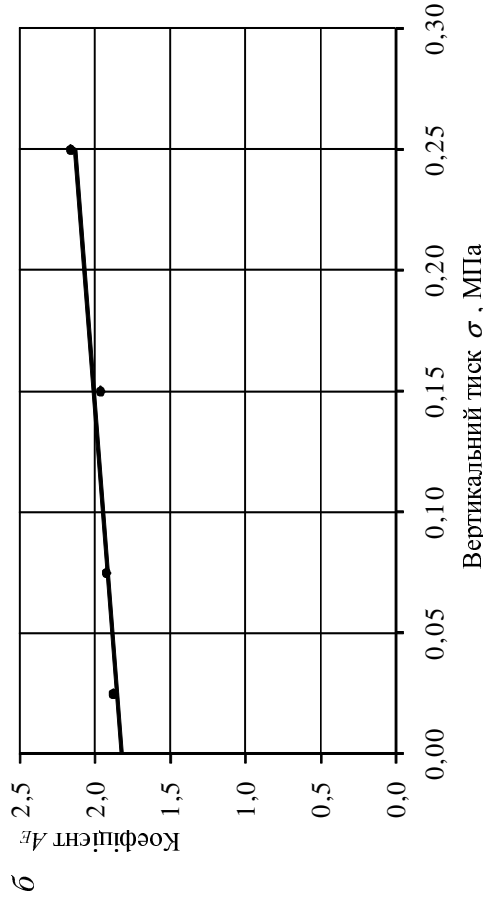
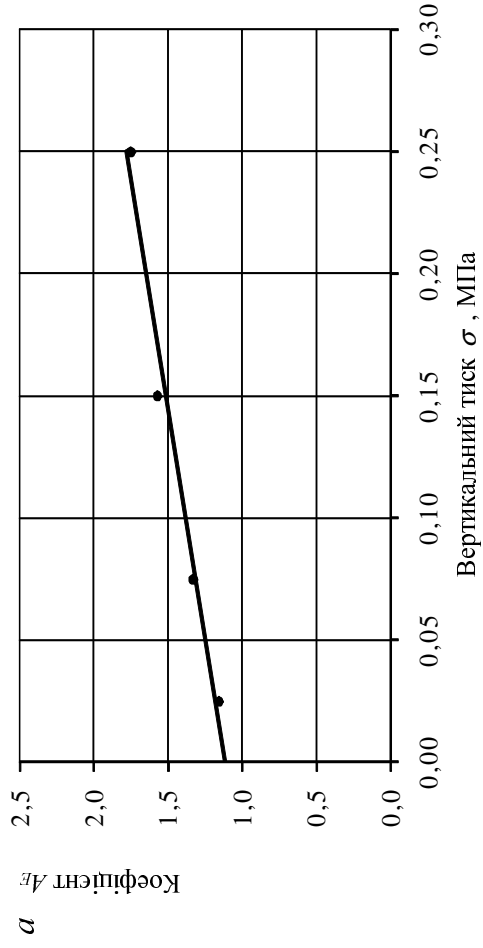


Рис. 4.15 – Графіки залежності коефіцієнта A_E для піску середньої крупності від вертикального тиску $\sigma_{A_E} = f(\sigma)$, при різних значеннях вологості W : $a - \approx 5\%$; $б - \approx 7,5\%$; $в - \approx 10\%$, $г - \approx 15\%$

Для піску середньої крупності, однорідного залежність (4.58) така:
для $w \approx 5\%$ (рис. 4.15 а) при $\nu = 0,157$ та $r = 0,987$

$$A_E = 1,118 + 2,653 \cdot \sigma; \quad (4.69)$$

для $w \approx 7,5\%$ (рис. 4.15 б) при $\nu = 0,055$ та $r = 0,962$

$$A_E = 1,826 + 1,236 \cdot \sigma; \quad (4.70)$$

для $w \approx 10\%$ (рис. 4.15 в) при $\nu = 0,109$ та $r = 0,931$

$$A_E = 2,336 + 1,390 \cdot \sigma; \quad (4.71)$$

для $w \approx 15\%$ (рис. 4.15 г) при $\nu = 0,136$ та $r = 0,915$

$$A_E = 1,322 + 2,376 \cdot \sigma. \quad (4.72)$$

У табл. 4.1 зведені результати розрахунків емпіричних коефіцієнтів рівнянь взаємозв'язку (4.1) і (4.58) A_E , B_E , $A_{E,0}$, $A_{E,1}$, \bar{B}_E та статистичні показники цих виразів ν , r для усіх трьох дослідних типів розкритих малозв'язних порід.

Звичайно, можливо об'єднати вирази (4.1) та (4.58) в одну формулу

$$\lg(E/E_0) = A_{E,0} + A_{E,1} \cdot \sigma - B_E \cdot (1/\rho_d). \quad (4.73)$$

Отже, для практичних задач встановлення рівнянь взаємозв'язку між питомим об'ємом скелета ґрунту $1/\rho_d$ і модулем деформації ущільнених укочуванням кожного з типів розкритих пісків (мілкою, однорідною; його суміші з супіском пилуватим; середньої крупності, однорідною) трифазного стану слід визначити дві його індикаційні ознаки – вільний член A_E й кутовий коефіцієнт B_E умовних лінійних рівнянь.

При цьому вільний член A_E , у свою чергу, для кожного з типів розкритих пісків описують лінійними рівняннями в залежності від тиску σ , при якому проводились компресійні випробування зразків.

4.3. Вплив режимів роботи котків на взаємозв'язок фізичних і деформаційних характеристик ущільнених розкритих пісків

Натурні дослідження впливу технологічних параметрів укочування шарів піщаних подушок (статичний чи вібраційний режим роботи та маса котків, кількість проходів одним слідом) на закономірності взаємозв'язку фізичних і деформаційних властивостей ущільнених розкритих порід проводились у таких межах:

Таблиця 4.1 – Коефіцієнти рівнянь взаємозв'язку модуля деформації ґрунту та питомого об'єму скелета ґрунту
 $\lg(E/E_0) = A_E - B_E \cdot (I/\rho_d)$ й коефіцієнту A_E та вертикального тиску $A_E = A_{E,0} + A_{E,1} \cdot \sigma$

Вологість ґрунту $w, \%$	Коефіцієнти A_E та B_E при різних інтервалах тиску σ										Коефіцієнти $A_{E,0}$ та $A_{E,1}$						
	0 – 0,05 МПа		0,05 – 0,1 МПа		0,1 – 0,2 МПа		0,2 – 0,3 МПа		\bar{B}_E	$A_{E,0}$	$A_{E,1}$	ν	r				
	A_E	B_E	A_E	B_E	A_E	B_E	A_E	B_E									
	пісок м'який																
0 – 5	1,490	1,447	0,220	1,358	0,951	0,175	1,727	1,184	0,095	2,282	1,773	0,081	1,339	1,229	3,879	0,206	0,930
5 – 7,5	1,109	0,582	0,161	1,245	0,730	0,164	1,265	0,417	0,113	1,558	0,553	0,088	0,571	1,062	1,851	0,127	0,959
7,5 – 10	1,199	0,679	0,119	1,318	0,830	0,127	1,629	0,987	0,102	1,902	1,084	0,076	0,895	1,109	3,233	0,182	0,995
10 – 12,5	1,474	0,954	0,147	1,433	0,795	0,099	1,839	1,124	0,099	1,893	0,941	0,075	0,954	1,383	2,210	0,125	0,902
12,5 – 15	1,933	1,815	0,127	2,247	2,282	0,148	2,151	1,760	0,079	2,458	1,917	0,078	1,944	1,956	1,926	0,086	0,865
15 – 17,5	1,955	1,913	0,159	1,770	1,533	0,097	2,040	1,566	0,081	2,591	2,178	0,078	1,798	1,693	3,160	0,146	0,876
17,5 – 20	1,661	1,518	0,178	1,502	1,138	0,140	1,580	0,837	0,120	2,369	1,783	0,109	1,319	1,367	3,284	0,195	0,805
	пісок м'який з домішками супіску																
≈ 5	1,710	1,684	0,107	1,821	1,722	0,080	2,023	1,814	0,071	2,046	1,478	0,035	1,675	1,707	1,540	0,074	0,930
≈ 10	1,749	1,718	0,174	1,897	1,835	0,146	1,942	1,553	0,101	1,984	1,287	0,079	1,598	1,776	0,932	0,047	0,891
≈ 15	1,900	1,941	0,174	2,245	2,440	0,230	2,469	2,376	0,120	2,526	2,160	0,097	2,229	1,957	2,616	0,108	0,902
	пісок середньої крупності																
≈ 5	1,152	0,526	0,096	1,328	0,771	0,140	1,570	0,824	0,095	1,749	0,850	0,085	0,743	1,118	2,653	0,157	0,987
$\approx 7,5$	1,876	1,792	0,093	1,923	1,641	0,103	1,962	1,557	0,066	2,162	1,488	0,060	1,620	1,826	1,236	0,055	0,962
≈ 10	2,155	2,155	0,090	2,835	3,119	0,116	2,344	2,110	0,102	2,709	2,418	0,096	2,451	2,336	1,390	0,109	0,931
≈ 15	1,430	1,076	0,134	1,376	0,925	0,046	1,790	1,104	0,046	1,883	0,888	0,033	0,998	1,322	2,376	0,136	0,915

ν – коефіцієнт варіації;
 r – коефіцієнт кореляції

1) для піску мілкового, однорідного:

- однобарабанним кулачковим самохідним вібраційним котком НАММ 3520: дванадцять проходів у віброрежимі; вісім проходів у віброрежимі; шість – у віброрежимі; п'ять – у віброрежимі; чотири – в статичному режимі;
- однобарабанним кулачковим самохідним вібраційним котком Vibromax VM132: чотири проходи у вібраційному; чотири – в статичному режимі;
- однобарабанним кулачковим самохідним вібраційним котком ATLAS 1140: вісім проходів у вібраційному режимі;
- причіпним пневматичним котком ДУ-16: чотири проходи.
- комбінованим укочуванням: котком ДУ-16 за чотири проходи та котками НАММ 3520 за шість проходів у віброрежимі чи Vibromax VM132 за шість проходів у віброрежимі.

2) для піску мілкового, однорідного з домішками супіску:

- котком НАММ 3520: шість та чотири проходів у віброрежимі;
- котком Vibromax VM132: вісім та шість проходів у віброрежимі;
- комбінованим укочуванням: котком ДУ-16 за чотири проходи та котком Vibromax VM132 за шість проходів у віброрежимі.

3) для піску середньої крупності, однорідного:

- котком НАММ 3520: шість проходів у віброрежимі; чотири – в статичному;
- котком Vibromax VM132: чотири проходи в статичному режимі.

Можливий вплив виду й режиму роботи котків на закономірності залежностей модуля деформації ґрунту від його питомого об'єму скелета $\lg E = f(1/\rho_d)$ для піску мілкового, однорідного досліджено на рис. 4.16 – 4.22 нанесенням на графіки умовних позначень кожного з перелічених вище технологічних режимів укочування шарів піщаних подушок.

Аналогічні графіки $\lg E = f(1/\rho_d)$ для піску мілкового, однорідного з домішками супіску пилюватого подано на рис. А.13 – А.15 у додатку А, а для піску середньої крупності, однорідного – на рис. А.16 – А.19 у цьому ж додатку.

З цих графіків достатньо наочно видно, що для кожного типу ущільненої розкривної поріди не залежно від технологічного режиму та маси котків величина модуля деформації E лінійно зростає при зменшенні питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$, тобто за яких би технологічних параметрів укочування не було б отримано певне значення щільності скелета ґрунту ρ_d , йому для піску певного гранулометричного складу (та для одного і того ж інтервалу тиску в процесі компресійних випробувань зразків) відповідає певна величина модуля деформації.

4.4. Вплив гранулометричного складу ущільнених розкривних пісків на взаємозв'язок їх фізичних властивостей і характеристик міцності

Залежні кута внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ та $\lg c = f(1/\rho_d)$ як і аналогічні графіки

$\lg E = f(1/\rho_d)$ побудовано в напівлогарифмічних координатах для ущільненого укочуванням піску мілкового, однорідного, а також піску мілкового, однорідного з домішками супіску пилюватого. При цьому для кожного з типів розкривних порід вказані залежності визначено для чотирьох-шести малих інтервалів вологості w . Так для піску мілкового, однорідного маємо таку кількість комплексів (n) ґрунтових характеристик при різних інтервалах вологості: $w = 5 - 7,5\%$ ($n = 13$); $w = 7,5 - 10\%$ ($n = 19$); $w = 10 - 12,5\%$ ($n = 22$); $w = 12,5 - 15\%$ ($n = 8$); $w = 15 - 17,5\%$ ($n = 8$); $w = 17,5 - 20\%$ ($n = 6$).

Зокрема, на рис. 3.23 показано графіки залежності кута внутрішнього тертя від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$, а на рис. 4.24 – аналогічні залежності питомого зчеплення $\lg c = f(1/\rho_d)$ для ущільненого піску мілкового, однорідного при різних інтервалах вологості w . З них помітно, що зі зменшенням питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ (при зростанні ρ_d) кут внутрішнього тертя піску лінійно (хоча й досить повільно, що взагалі характерно для пісків) зростає в усіх інтервалах w , а для питомого зчеплення ґрунту аналогічне лінійне зростання його величини є значно помітнішим.

Загальні рівняння лінійної залежності характеристик міцності від питомого об'єму скелета ґрунту мають вигляд:

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = A_\varphi - B_\varphi \cdot (1/\rho_d); \quad (4.74)$$

$$\lg(c/c_0) = A_c - B_c \cdot (1/\rho_d), \quad (4.75)$$

де $\varphi_0 = 1^\circ$; $c_0 = 1$ кПа; A_φ , B_φ , A_c , B_c – емпіричні коефіцієнти рівнянь взаємозв'язку.

Зокрема, на рис. 4.23, а подано графік залежності кута внутрішнього тертя від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ для піску мілкового, однорідного за інтервалу вологості $w = 5 - 7,5\%$. Відповідне рівняння взаємозв'язку виду (4.74) при $n = 13$ та $v = 0,047$ виражається формулою

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,051 - 0,777 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.76)$$

для $w = 7,5 - 10\%$ (рис. 4.23, б) при $n = 19$ та $v = 0,040$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,209 - 1,111 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.77)$$

для $w = 10 - 12,5\%$ (рис. 4.23, в) при $n = 22$ та $v = 0,035$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 1,912 - 0,607 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.78)$$

для $w = 12,5 - 15\%$ (рис. 4.23, г) при $n = 8$ та $v = 0,034$

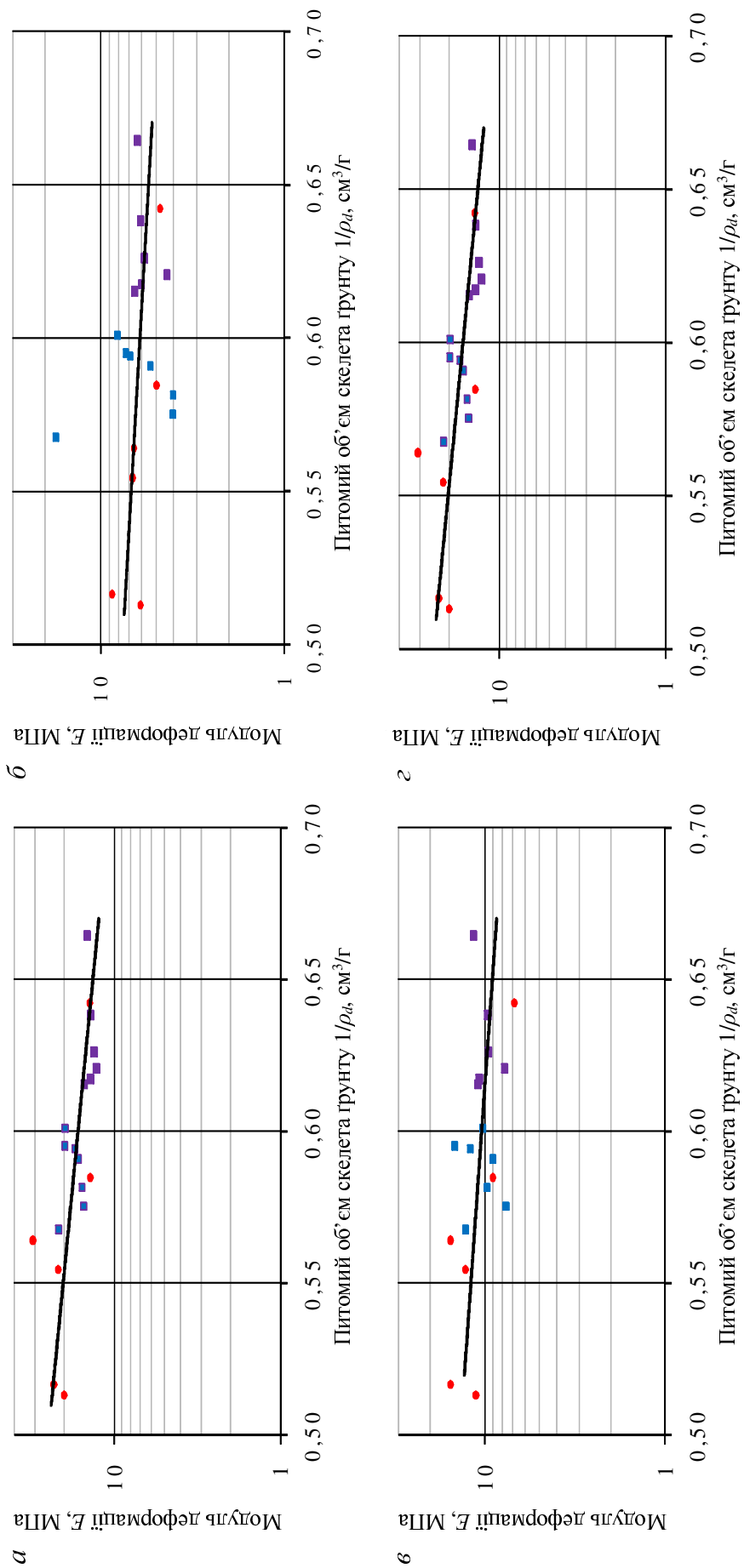
$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,125 - 0,932 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.79)$$

для $w = 15 - 17,5\%$ (рис. 4.23, д) при $n = 8$ та $v = 0,025$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,458 - 1,255 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.80)$$

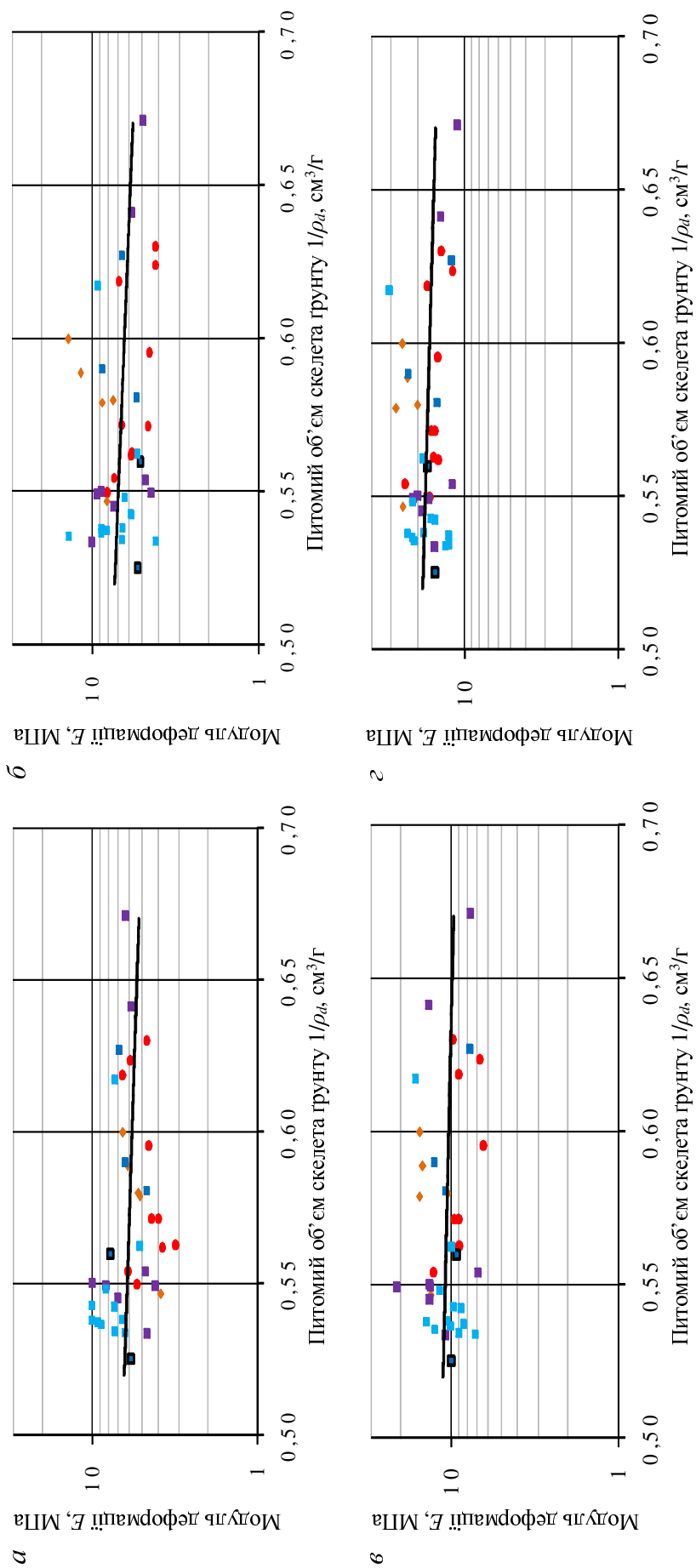
для $w = 17,5 - 20\%$ (рис. 4.23, е) при $n = 6$ та $v = 0,027$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,289 - 1,200 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.81)$$



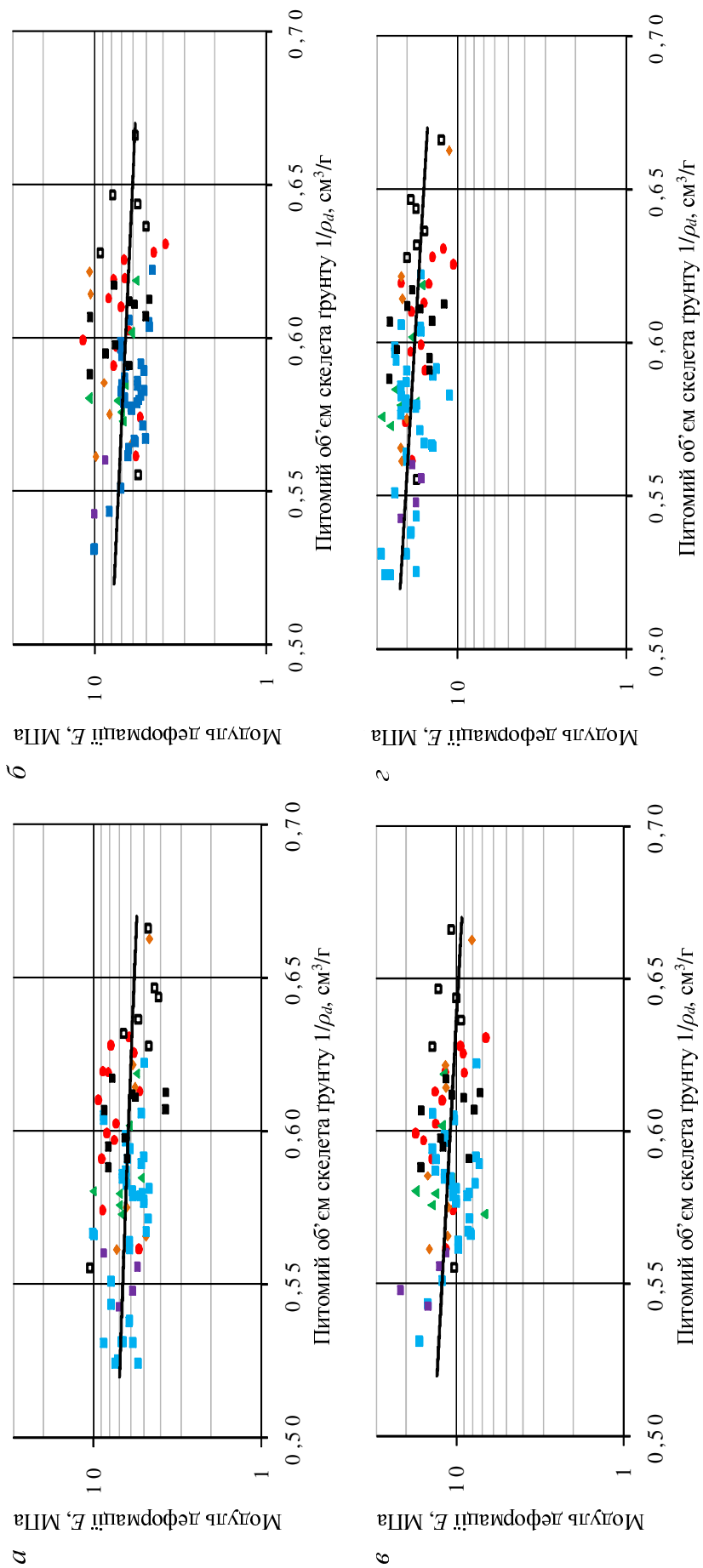
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, вісім проходів у вібраційному режимі; ● – коток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі

Рис. 4.16 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого від питомого об'єму скелета ґрунту $lgE = f(1/\rho_d)$ при уявлюванні різними механізмами за вологості $W = 0 - 5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: а – 0 – 0,05; б – 0,05 – 0,1; в – 0,1 – 0,2; г – 0,2 – 0,3



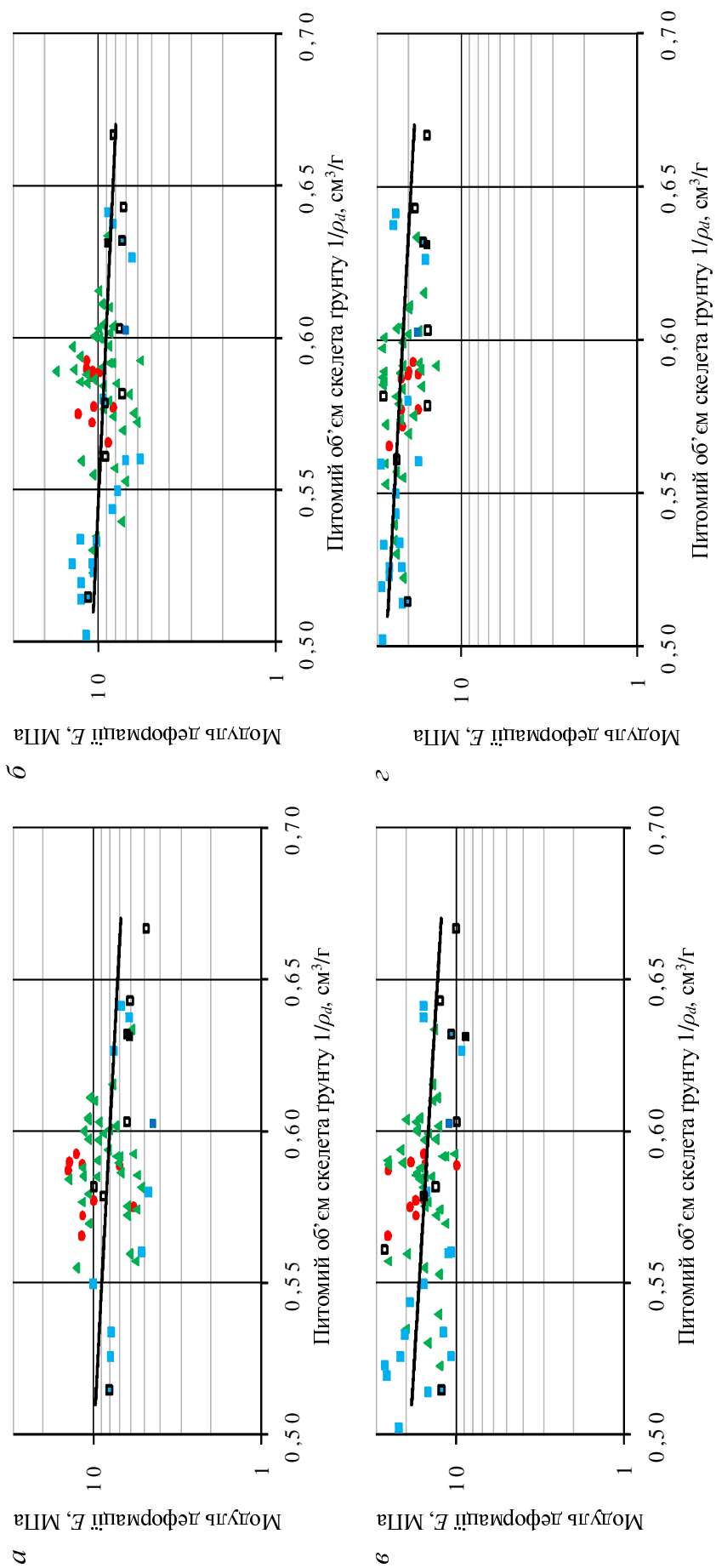
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, вісім проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, п'ять проходів у вібраційному режимі; ● – коток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ■ – котки НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи; ◆ – коток ДУ-16, чотири проходи

Рис. 4.17 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при уключанні різними механізмами за вологості $W = 5 - 7,5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: а – 0 – 0,05; б – 0,05 – 0,1; в – 0,1 – 0,2; г – 0,2 – 0,3



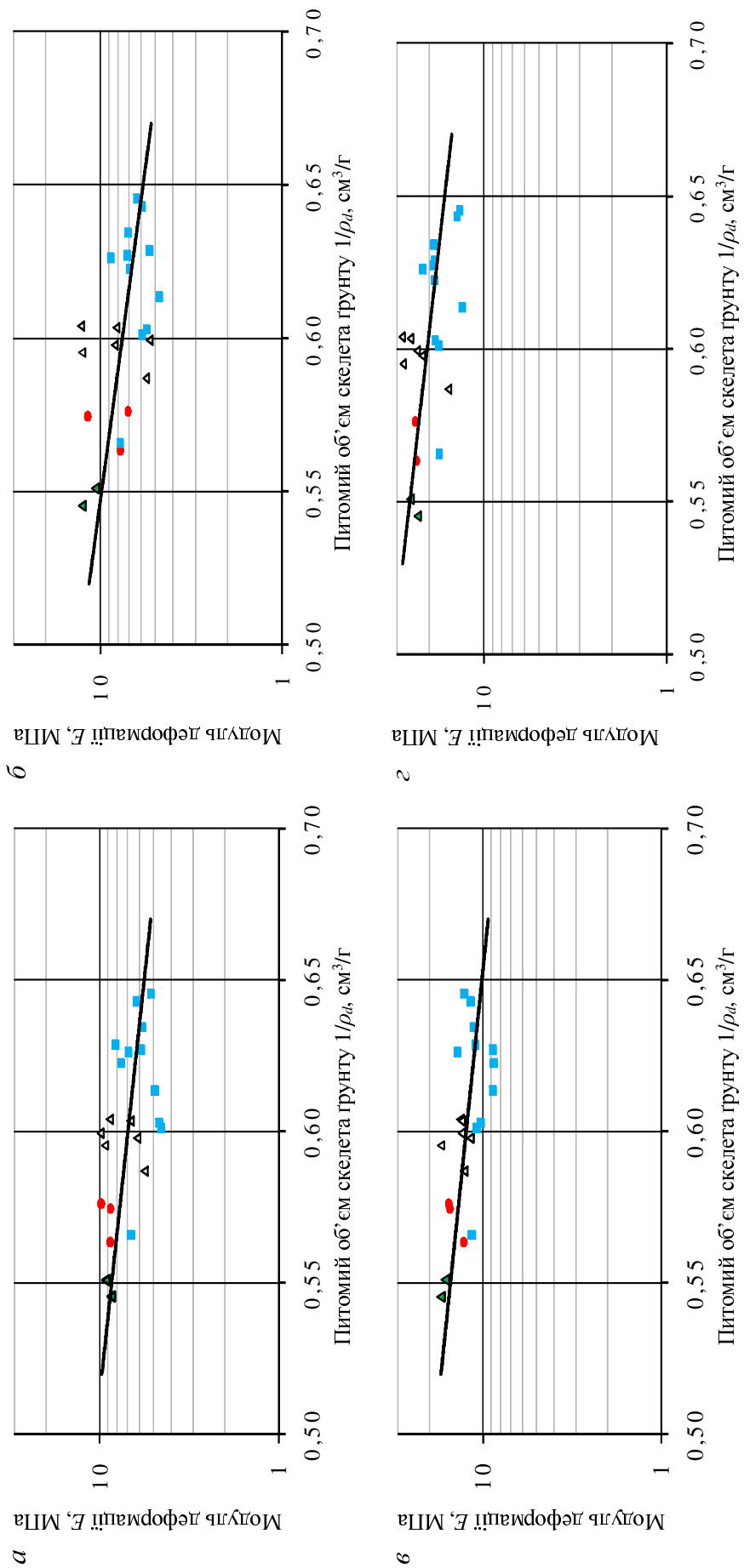
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, вісім проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, дванадцять проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, чотири проходи; ● – коток ATLAS 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibrotax VM132, чотири проходи у вібраційному режимі; ◆ – коток ДУ-16, чотири проходи

Рис. 4.18 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при уочуванні різними механізмами за вологості $W = 7,5 - 10\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: а – 0 – 0,05; б – 0,05 – 0,1; в – 0,1 – 0,2; г – 0,2 – 0,3



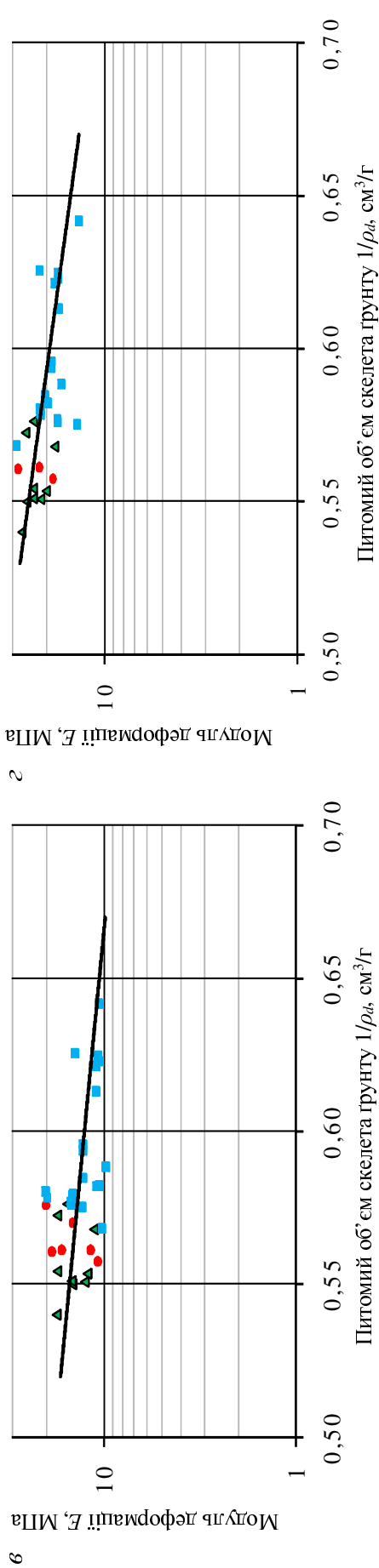
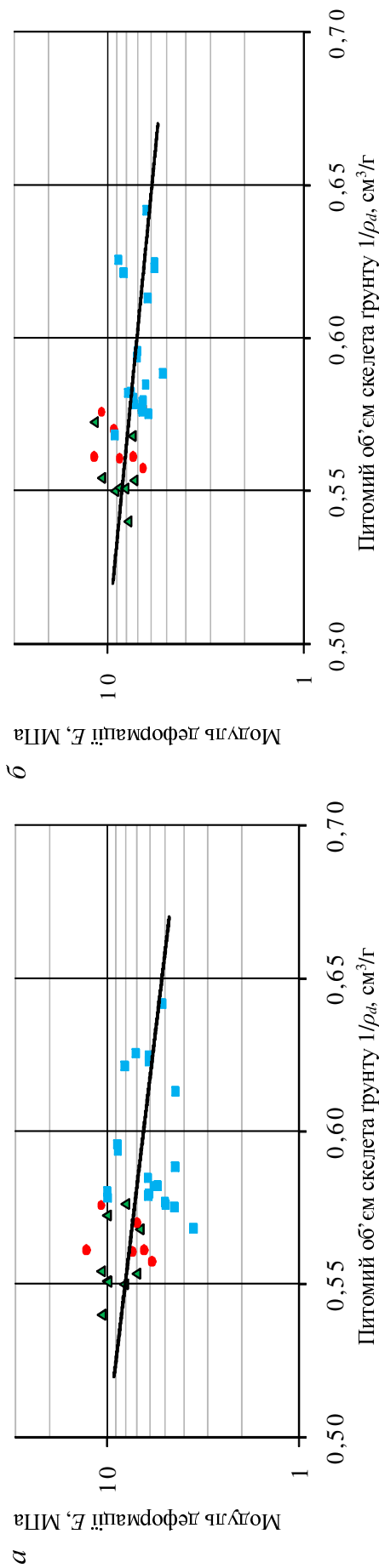
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, п'ять проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, дванадцять проходів у вібраційному режимі; □ – коток НАММ 3520, чотири проходи; ■ – котки НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи; ● – коток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibrotax VM132, чотири проходи у вібраційному режимі

Рис. 4.19 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при уявленні різними механізмами за вологості $W = 10 - 12,5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: а – 0 – 0,05; б – 0,05 – 0,1; в – 0,1 – 0,2; г – 0,2 – 0,3



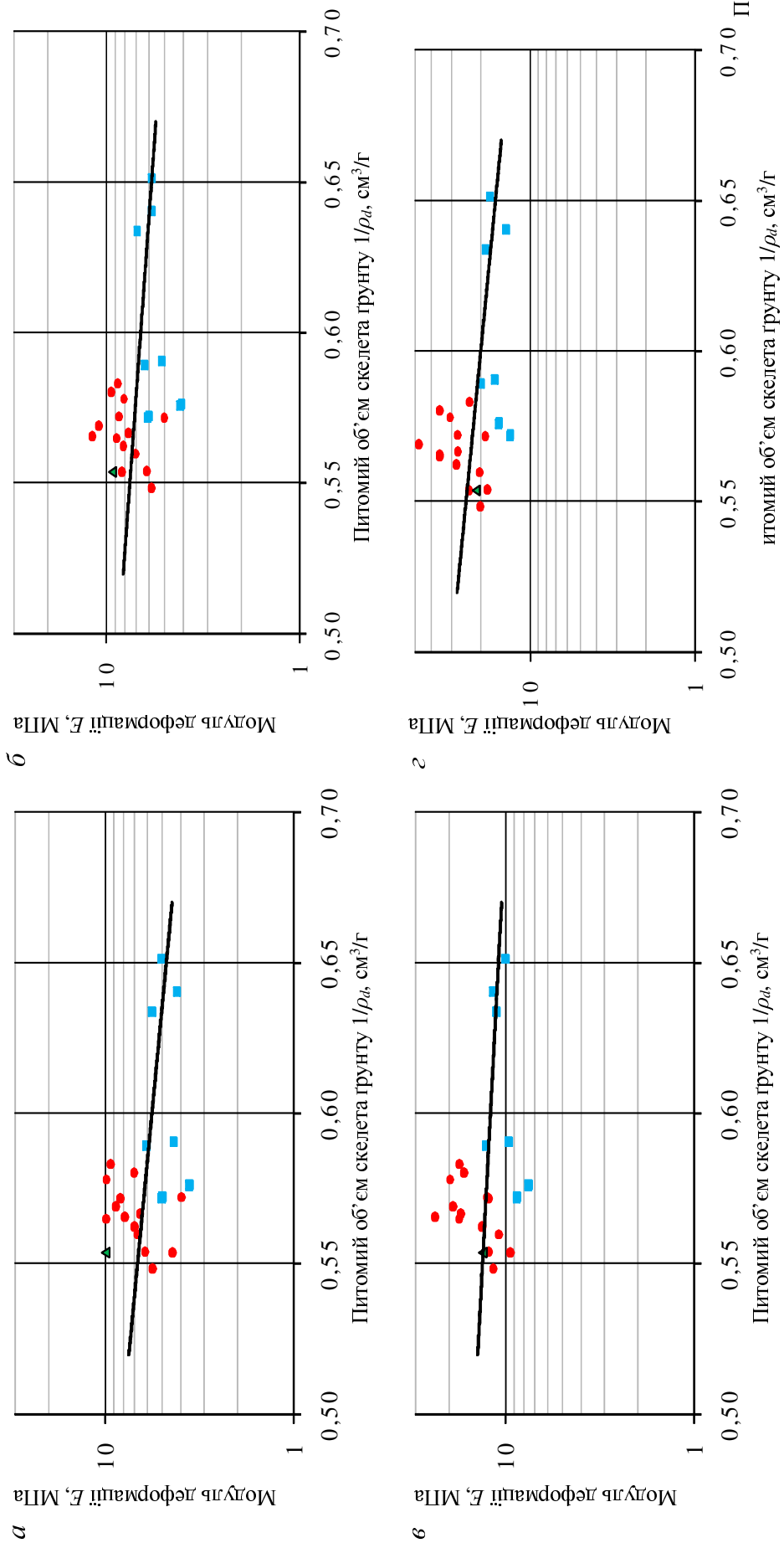
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ● – коток АТLАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Вібротех VM132, чотири проходи; ▲ – котки Вібротех VM132, шість проходів та ДУ-16, чотири проходи

Рис. 4.20 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого від питомого об’єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_s)$ при уочуванні різними механізмами за вологості $W = 12,5 - 15\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 - 0,05$; $б - 0,05 - 0,1$; $в - 0,1 - 0,2$; $г - 0,2 - 0,3$)



Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ● – коток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – котки Vibromax VM132, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16 чотири проходи

Рис. 4.21 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_s)$ при укладанні різними механізмами за вологості $w = 15 - 17,5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 - 0,05$; $б - 0,05 - 0,1$; $в - 0,1 - 0,2$; $г - 0,2 - 0,3$



Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ● – коток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – котки Вібротах VM132, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16 чотири проходи

Рис. 4.22 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при уякуванні різними механізмами за вологості $W = 17,5 - 20$ % (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: а – 0 – 0,05; б – 0,05 – 0,1; в – 0,1 – 0,2; г – 0,2 – 0,3

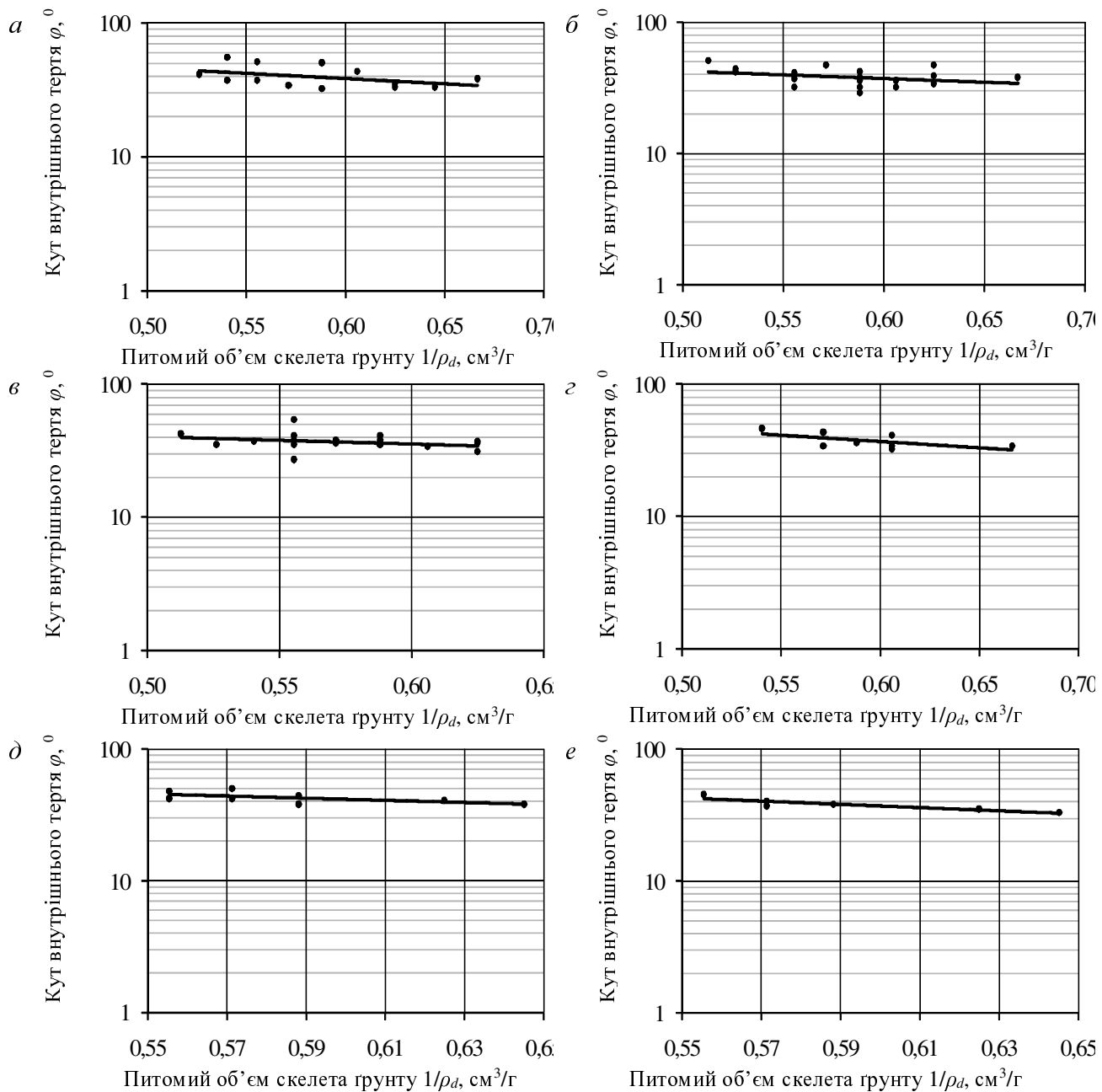


Рис. 4.23 – Графіки залежності кута внутрішнього тертя піску мілкового від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ при випробуваннях на одноплосинне зрушення при різних значеннях вологості W : а – 5 – 7,5%; б – 7,5 – 10%; в – 10 – 12,5%; г – 12,5 – 15%; д – 15 – 17,5%; е – 17,5 – 20%

На рис. 4.24, а показано графік залежності питомого зчеплення від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg c = f(1/\rho_d)$ для ущільненого піску мілкового, однорідного за інтервалу вологості $w = 5 - 7,5\%$. Відповідне рівняння взаємозв'язку виду (4.75) при $n = 19$ і $\nu = 0,169$ має вигляд

$$\lg(c/c_0) = 3,726 - 4,406 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.82)$$

для $w = 7,5 - 10\%$ (рис. 4.24, б) при $n = 19$ та $\nu = 0,136$

$$\lg(c/c_0) = 3,356 - 4,093 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.83)$$

для $w = 10 - 12,5\%$ (рис. 4.24, в) при $n = 22$ та $\nu = 0,181$

$$\lg(c/c_0) = 4,362 - 5,458 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.84)$$

для $w = 12,5 - 15\%$ (рис. 4.24, з) при $n = 8$ та $v = 0,159$

$$\lg(c/c_0) = 4,005 - 4,781 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.85)$$

для $w = 15 - 17,5\%$ (рис. 4.24, д) при $n = 8$ та $v = 0,133$

$$\lg(c/c_0) = 4,207 - 4,957 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.86)$$

для $w = 17,5 - 20\%$ (рис. 4.24, е) при $n = 6$ та $v = 0,143$

$$\lg(c/c_0) = 4,078 - 4,785 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.87)$$

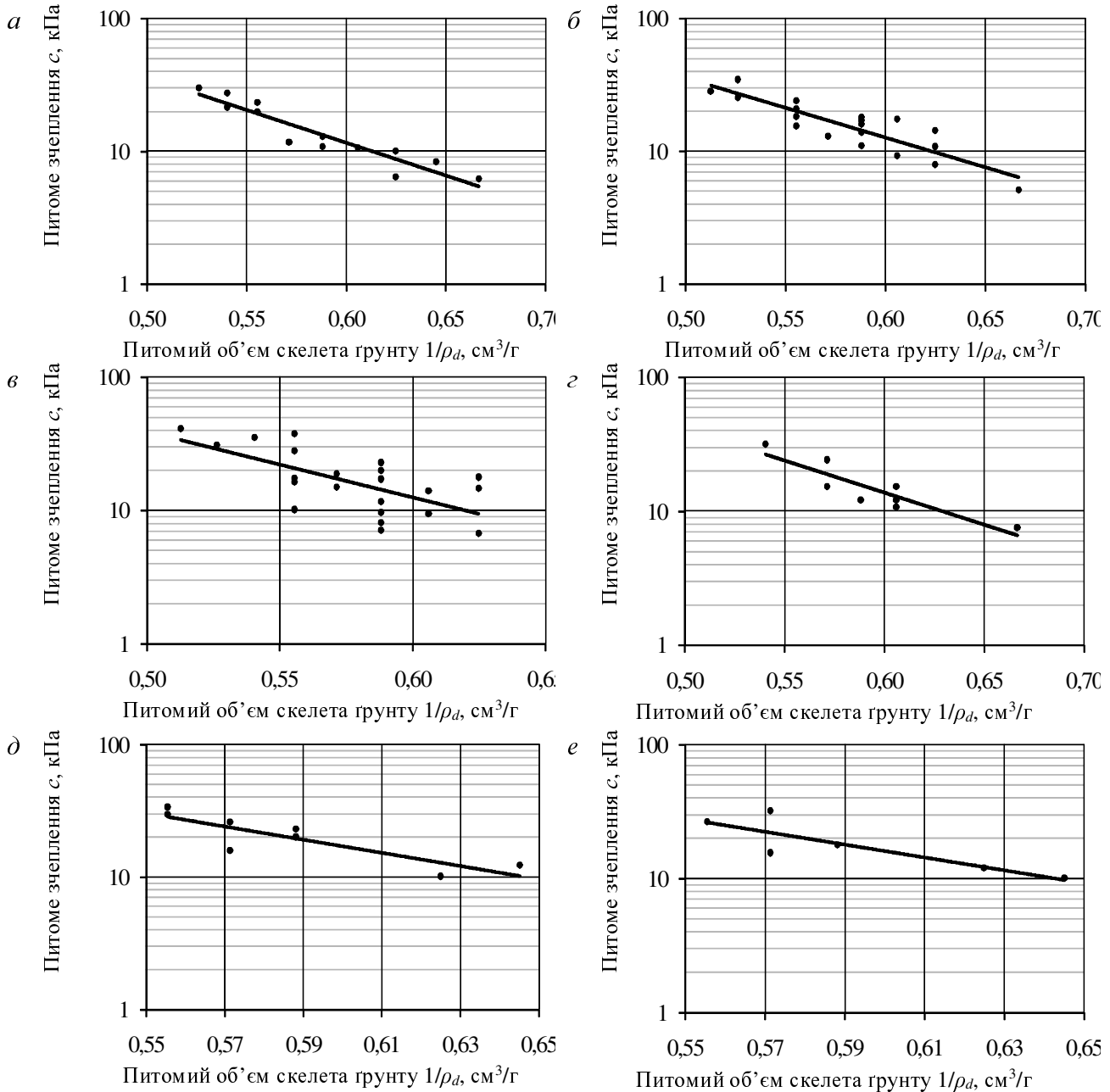


Рис. 4.24 – Графіки залежності питомого зчеплення піску мілкого від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg c = f(1/\rho_d)$ при випробуваннях на одноплщинне зрушення при різних значеннях вологості w : а – 5 – 7,5%; б – 7,5 – 10%; в – 10 – 12,5%; з – 12,5 – 15%; д – 15 – 17,5%; е – 17,5 – 20%

Лінійні графіки $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ та $\lg c = f(1/\rho_d)$ для різних інтервалів вологості w ущільненого піску мілкого, однорідного зведено відповідно на рис. 4.25, а і 4.25, б. З них добре видно, що ці графіки паралельні й достатньо близькі між собою (особливо номограми $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$), а при вологості близькій до оптимальної значення характеристик міцності дещо більші. Залежності кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення піску мілкого від вологості ґрунту ($\lg \varphi = f(w)$, $\lg c = f(w)$) для різних значень питомого об'єму скелету ґрунту подано відповідно на рис. 4.26 і 4.27.

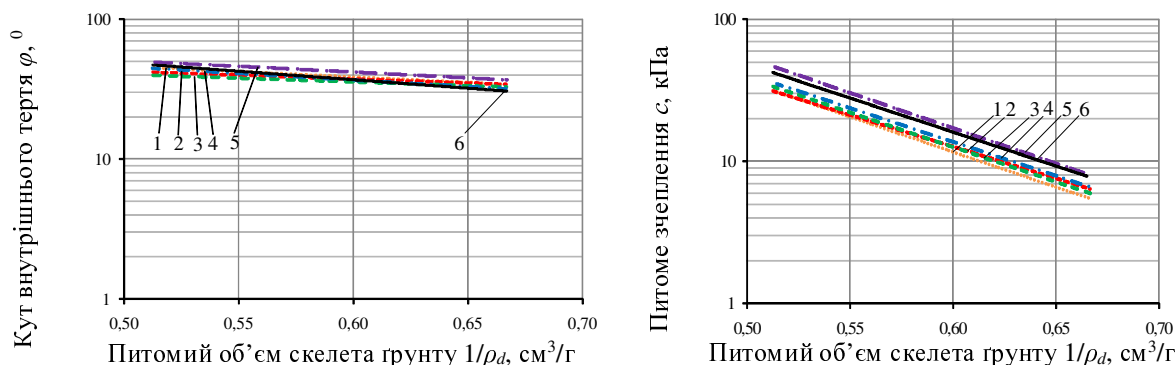


Рис. 4.25 Графіки залежності: зліва – кута внутрішнього тертя $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$; справа – питомого зчеплення $\lg c = f(1/\rho_d)$ піску мілкого від питомого об'єму скелету ґрунту при випробуваннях на одноплосинне зрушення при різних значеннях вологості w : 1 – 5 – 7,5%; 2 – 7,5 – 10%; 3 – 10 – 12,5%; 4 – 12,5 – 15%; 5 – 15 – 17,5%; 6 – 17,5 – 20%

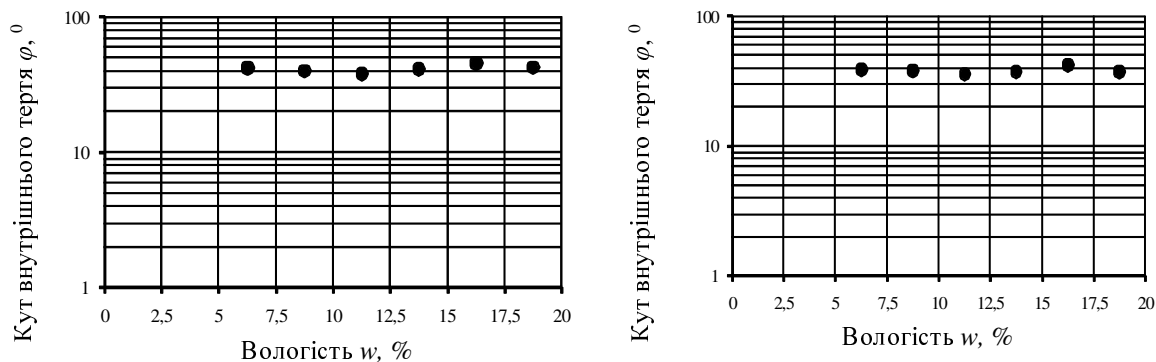


Рис. 4.26 – Залежності кута внутрішнього тертя φ піску мілкого від вологості w для питомого об'єму скелету ґрунту: зліва – $1/\rho_d = 0,55$; справа – $1/\rho_d = 0,60$

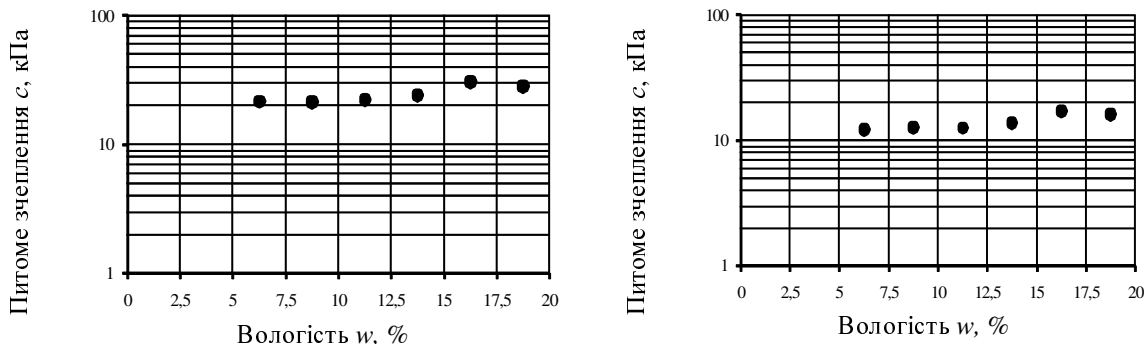


Рис. 4.27 – Залежності питомого зчеплення c піску мілкого від вологості w для питомого об'єму скелету ґрунту: а – $1/\rho_d = 0,55$; б – $1/\rho_d = 0,60$

Для піску мілкового, однорідного з домішками супіску пилуватого як і для піску мілкового, однорідного подано аналогічні залежності $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ (рис. А.20) і $\lg c = f(1/\rho_d)$ (рис. А.21) для різних інтервалів вологості:

для $w = 5 - 7,5\%$ (рис. А.20, а) при $n = 6$ та $v = 0,039$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,254 - 1,189 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.88)$$

для $w = 7,5 - 10\%$ (рис. А.20, б) при $n = 6$ та $v = 0,013$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 1,993 - 0,832 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.89)$$

для $w = 10 - 12,5\%$ (рис. А.20, в) при $n = 17$ та $v = 0,058$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,046 - 0,783 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.90)$$

для $w = 12,5 - 15\%$ (рис. А.20, г) при $n = 10$ та $v = 0,047$

$$\lg(\varphi/\varphi_0) = 2,225 - 1,067 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.91)$$

для $w = 5 - 7,5\%$ (рис. А.21, а) при $n = 6$ та $v = 0,042$

$$\lg(c/c_0) = 2,484 - 1,992 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.92)$$

для $w = 7,5 - 10\%$ (рис. А.21, б) при $n = 6$ та $v = 0,057$

$$\lg(c/c_0) = 2,647 - 2,220 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.93)$$

для $w = 10 - 12,5\%$ (рис. А.21, в) при $n = 17$ та $v = 0,063$

$$\lg(c/c_0) = 2,493 - 1,865 \cdot (1/\rho_d); \quad (4.94)$$

для $w = 12,5 - 15\%$ (рис. А.21, г) при $n = 10$ та $v = 0,080$

$$\lg(c/c_0) = 2,480 - 1,800 \cdot (1/\rho_d). \quad (4.95)$$

Значення коефіцієнтів рівнянь взаємозв'язку параметрів міцності ущільнених пісків від питомого об'єму скелету ґрунту зведено в табл. 4.2.

На рис. 4.28, а і 4.28, б показано узагальнені лінійні графіки відповідно $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ і $\lg c = f(1/\rho_d)$ для інтервалів вологості w ущільненого піску мілкового з домішками супіску. Залежності кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення від вологості ґрунту для різних значень питомого об'єму скелету ґрунту подано відповідно на рис. А.22 і А.23. Узагальнення з аналізу цих графіків – такі ж, як і для ущільненого мілкового піску (рис. 4.25 – 4.27).

З аналізу графіків (рис. 4.25 – 4.28 та А.20 – А.23) і рівнянь взаємозв'язку (4.74 – 4.95) показників міцності та питомого об'єму скелету ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ і $\lg c = f(1/\rho_d)$ для ущільнених укочуванням усіх типів дослідних розкривних пісків можливі такі висновки:

- у напівлогарифмічних координатах графіки залежності кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення від питомого об'єму скелета ґрунту лінійаризуються;
- при зменшенні питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$ величини кута внутрішнього тертя й питомого зчеплення лінійно зростають в усіх дослідних інтервалах вологості w ;

- вологість практично не впливає на кут внутрішнього тертя піску, а питоми зчеплення дещо вище при вологості, близькій до оптимальної;

- значення коефіцієнта варіації всіх рівнянь взаємозв'язку виду (4.74) і (4.75), не перевищують $v = 0,20$, що свідчить про їх достатню коректність.

Таблиця 4.2 – Коефіцієнти рівнянь взаємозв'язку кута внутрішнього тертя ґрунту та питомого об'єму скелета ґрунту $lg(\varphi/\varphi_0) = A_\varphi - B_\varphi \cdot (1/\rho_d)$, питомого зчеплення та питомого об'єму скелету ґрунту $lg(c/c_0) = A_c - B_c \cdot (1/\rho_d)$

Вологість ґрунту $w, \%$	Коефіцієнти для різних типів ґрунту					
	A_φ	B_φ	ν	A_c	B_c	ν
пісок м'який						
5 – 7,5	2,051	0,777	0,047	3,726	4,406	0,169
7,5 – 10	2,209	1,111	0,040	3,356	4,093	0,139
10 – 12,5	1,912	0,607	0,035	4,362	5,458	0,181
12,5 – 15	2,125	0,932	0,034	4,005	4,781	0,159
15 – 17,5	2,458	1,255	0,025	4,207	4,957	0,133
17,5 – 20	2,289	1,200	0,027	4,078	4,785	0,143
пісок м'який з домішками супіску						
5 – 7,5	2,254	1,189	0,039	2,484	1,992	0,042
7,5 – 10	1,993	0,832	0,013	2,647	2,220	0,057
10 – 12,5	2,046	0,783	0,058	2,493	1,865	0,063
12,5 – 15	2,225	1,067	0,047	2,480	1,800	0,080

ν – коефіцієнт варіації

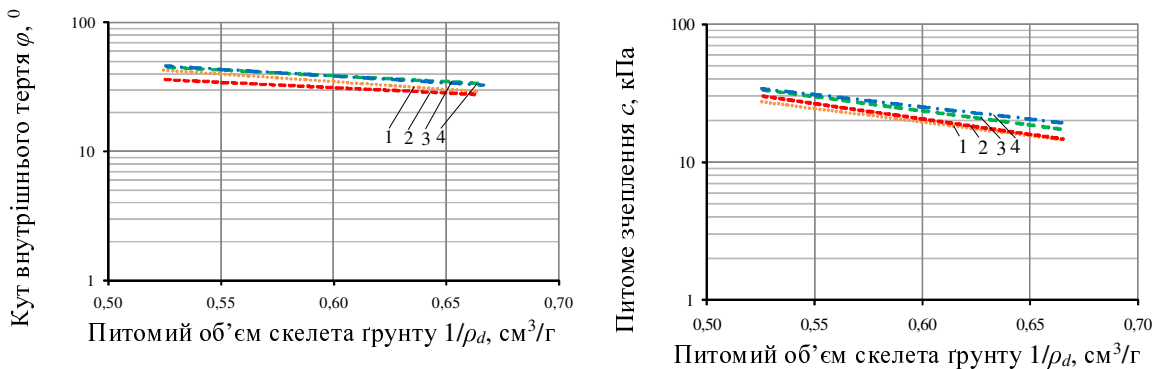


Рис. 4.28 – Графіки залежності: а – кута внутрішнього тертя $lg\varphi = f(1/\rho_d)$; б – питомого зчеплення $lgc = f(1/\rho_d)$ піску м'якого з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту при випробуваннях на одноплщинне зрушення: а – $lg\varphi = f(1/\rho_d)$; б – $lgc = f(1/\rho_d)$, при різних значеннях вологості w : 1 – 5 – 7,5%; 2 – 7,5 – 10%; 3 – 10 – 12,5%; 4 – 12,5 – 15%

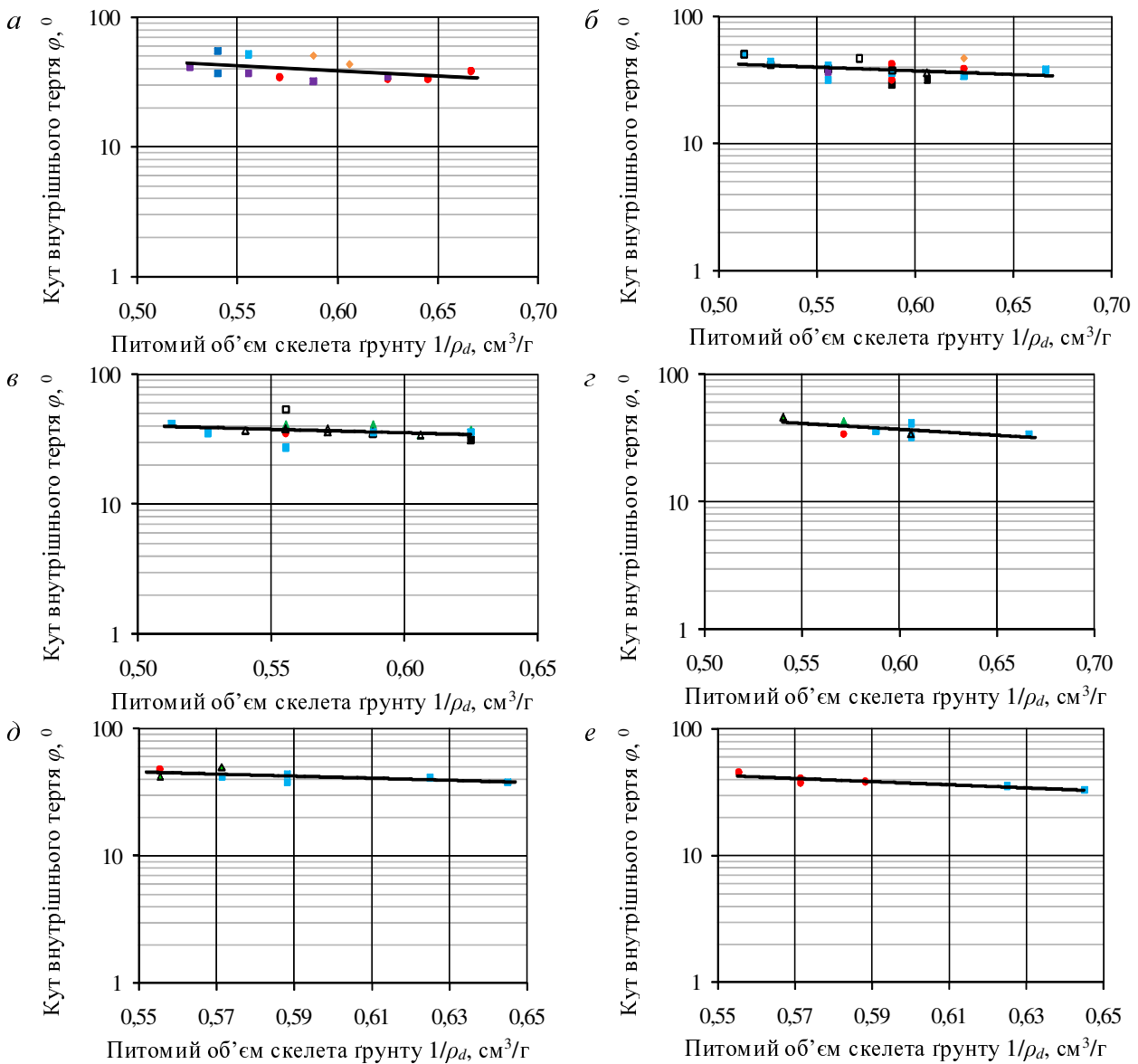
4.5. Вплив режимів роботи котків на взаємозв'язок фізичних властивостей і характеристик міцності ущільнених розкривних пісків

Можливий вплив технологічних параметрів укочування шарів подушок на закономірності залежностей показників міцності ущільнених розкривних пісків від питомого об'єму скелета $lg\varphi = f(1/\rho_d)$ і $lgc = f(1/\rho_d)$ досліджено за методикою, що апробовано в п. 4.3 для модуля деформації ґрунту.

Зокрема, після нанесення на відповідні графіки (рис. 4.29 і 4.30 – для піску м'якого, однорідного, а на рис. А.24 і А.25 у Додатку А – піску м'якого, однорідного з домішками супіску пилуватого) умовних позначень кожного з

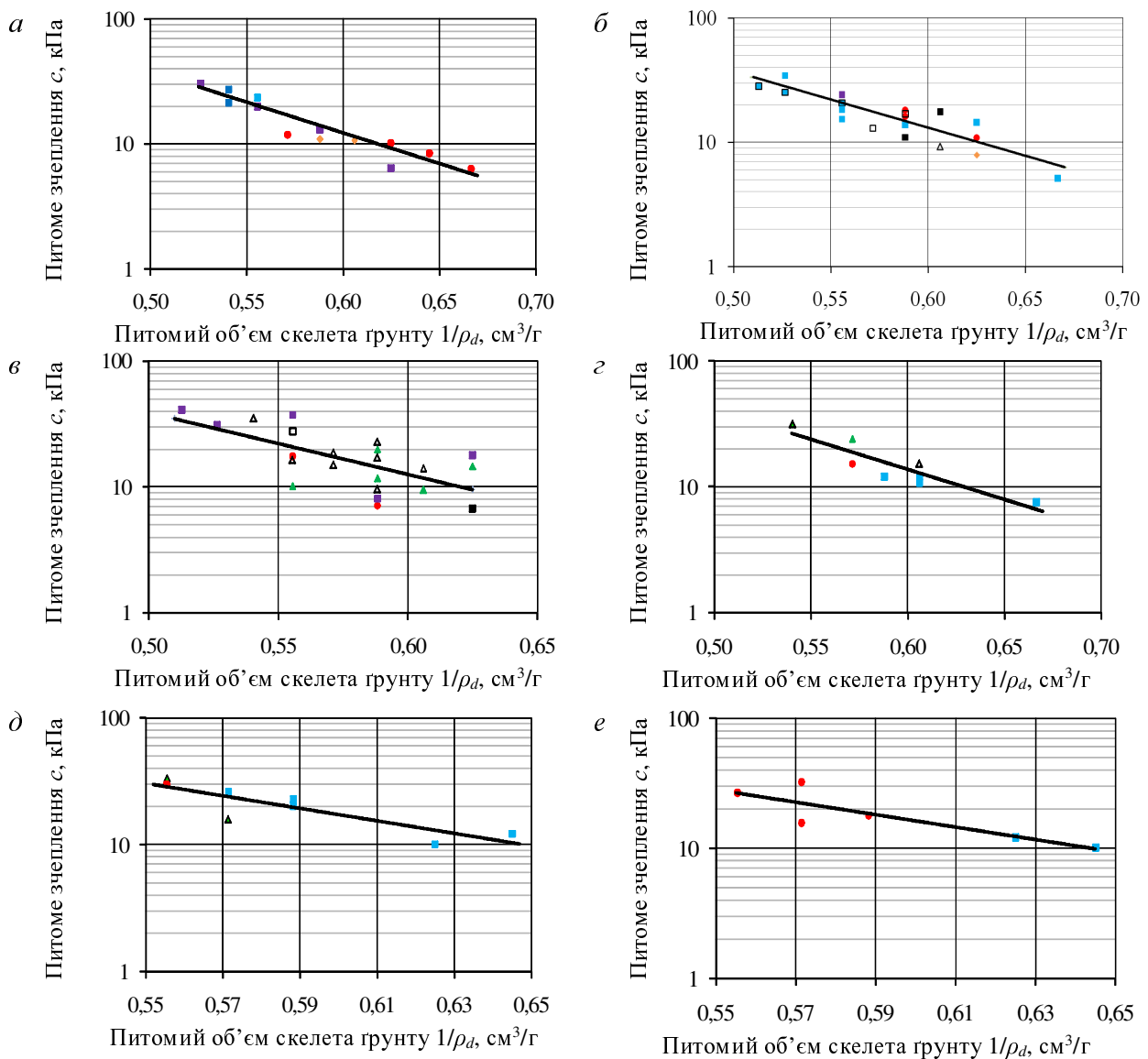
перелічених у п. 4.3 технологічних режимів укочування шарів подушок встановлено, що технологічні параметри укочування суттєво не впливають на характер встановлених у п. 4.4. залежностей $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ і $\lg c = f(1/\rho_d)$.

Тобто (аналогічно висновку до п. 4.3), за яких би технологічних параметрів укочування не було б отримано певне значення щільності скелету ґрунту ρ_d , йому для піску певного гранулометричного складу відповідають певні величини кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення ґрунту c .



Умовні позначення: ■ – каток НАММ 3520, дванадцять проходів у вібраційному режимі; ■ – каток НАММ 3520, вісім проходів у вібраційному режимі; ■ – каток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – каток НАММ 3520, п'ять проходів у вібраційному режимі; □ – каток НАММ 3520, чотири проходи; ■ – катки НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи; ● – каток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – каток Vibromax VM132, чотири проходи у вібраційному режимі; ▲ – каток Vibromax VM132, чотири проходи; ▲ – катки Vibromax VM132, шість проходів та ДУ-16, чотири проходи; ◆ – каток ДУ-16, чотири проходи

Рис. 4.29 – Графіки залежності кута внутрішнього тертя піску мілкого від питомого об'єму скелета ґрунту при укочуванні різними механізмами за різних значень вологості W : а – 5 – 7,5%; б – 7,5 – 10%; в – 10 – 12,5%; г – 12,5 – 15%; д – 15 – 17,5%; е – 17,5 – 20%



Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, дванадцять проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, вісім проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, п'ять проходів у вібраційному режимі; □ – коток НАММ 3520, чотири проходи; ■ – котки НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи; ● – коток АТЛАС 1140, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibromax VM132, чотири проходи у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibromax VM132, чотири проходи; ▲ – котки Vibromax VM132, шість проходів та ДУ-16, чотири проходи; ◆ – коток ДУ-16, чотири проходи

Рис. 3.30 – Графіки залежності питомого зчеплення піску мілкового від питомого об'єму скелета ґрунту при укочуванні різними механізмами за різних значень вологості W : a – 5 – 7,5%; b – 7,5 – 10%; c – 10 – 12,5%; d – 15 – 17,5%; e – 17,5 – 20%

4.6. Висновки за розділом 4

За результатами визначення взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ущільнених розкривних ґрунтів з урахуванням параметрів їх укочування можливо наступні висновки.

1. Встановлено графічні та аналітичні залежності модуля деформації та характеристик міцності різних типів ущільнених розкривних малозв'язних ґрунтів з їх фізичними властивостями (питомий об'єм скелета ґрунту $1/\rho_d$) з урахуванням впливу параметрів укочування.

2. У напівлогарифмічних координатах графіки залежності модуля деформації, кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення всіх типів дослідних розкривних порід (пісок мілкий, однорідний; суміш піску мілкового, однорідного із супіском пилуватим; пісок середньої крупності, однорідний) від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$, $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$, $\lg c = f(1/\rho_d)$ мають лінійний характер. При зменшенні питомого об'єму скелета ґрунту не залежно від технологічних режимів укочування шарів подушок величини механічних властивостей ґрунту зростають.

3. При збільшенні інтервалу тиску в процесі компресійних випробувань σ від 0 – 0,05 до 0,20 – 0,30 МПа значення модуля деформації ґрунту E лінійно зростає при постійній величині його вологості w , а лінійні графіки $\lg E = f(1/\rho_d)$ при різних інтервалах тиску σ – близькі до паралельних для кожного виду піску.

4. Вологість ущільнених розкривних пісків практично не впливає на значення кута внутрішнього тертя, а величини їх питомого зчеплення та модуля деформації дещо вищі при вологості, близькій до оптимальної.

5. За яких би технологічних параметрів укочування не було б отримано певне значення щільності скелету ґрунту ρ_d , йому для піску певного гранулометричного складу відповідають певні величини кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення ґрунту c та модуля деформації ґрунту E .

6. Значення коефіцієнтів варіації практично всіх рівнянь взаємозв'язку фізичних і механічних властивостей ущільнених розкривних малозв'язних ґрунтів не перевищують $v = 0,20$, а коефіцієнтів кореляції більші за $r = 0,85$, що свідчить про достатню коректність емпіричних виразів.

7. Для практичних задач встановлення рівнянь взаємозв'язку між фізичними (питомий об'єм скелета ґрунту $1/\rho_d$) і механічними (модуль деформації E , кут внутрішнього тертя φ , питоме зчеплення c) властивостями трифазного стану кожного з типів розкривних пісків (мілкового, однорідного; його суміші з супіском пилуватим; середньої крупності, однорідного) слід визначити дві його індикаційні ознаки – вільний член (відповідно A_E , A_φ , A_c) й кутовий коефіцієнт (відповідно B_E , B_φ , B_c) умовних лінійних рівнянь. При цьому вільний член A_E , у свою чергу, для кожного з типів розкривних пісків описують лінійними рівняннями в залежності від тиску σ , при якому проводились компресійні випробування зразків.

РОЗДІЛ 5

МАТЕМАТИЧНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ УЩІЛЬНЕННЯ РОЗКРИВНИХ ПІСКІВ УКОЧУВАННЯМ ПРИ ЗВЕДЕННІ ШТУЧНИХ ОСНОВ

У розділі 4 були встановлені взаємозв'язки модуля деформації і параметрів міцності ущільнених розкривних малозв'язних порід та фізичних властивостей (переважно з питомим об'ємом скелету ґрунту $1/\rho_d$ і щільністю скелету ґрунту ρ_d) з урахуванням впливу параметрів укочування. Та в практиці проектування й зведенні подушок іншою характерною задачею є необхідність визначення як величин фізичних (ρ_d чи e), так і механічних характеристик (E , φ , c) при наступних вихідних даних: товщині шару відсипаної породи h ; зниженні його поверхні під ущільнюючим механізмом (котком) Δh ; початковій щільності скелету ґрунту в межах кожного шару після його відсипання та розрівнювання; геометричних розмірах робочого органу і режимі технологічного обладнання.

Як було проаналізовано у п 1.5, наведені параметри ущільнених ґрунтів подушок можливо отримати в межах просторових задач моделювання швидкоплинних процесів МСЕ з використанням пружно-пластичних моделей ґрунту, як-то дослідити вплив технології укочування на механічні властивості ґрунту. Однак, такі методики для моделювання укочування малозв'язних розкривних порід у складі подушки поки не апробовувались. Отже, слід встановити коректні умови моделювання МСЕ процесу укочування шарів малозв'язних розкривних порід у складі подушки.

5.1. Пружно-пластична модель ущільнення малозв'язного ґрунту

Відповідно до поставленої задачі й з урахуванням перелічених вихідних даних прогноз наведених фізичних і механічних властивостей малозв'язних розкривних порід при укочуванні шарів подушки за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур у геометрично й фізично нелінійних вісесиметричних задачах ущільнення ґрунту пропонується реалізовувати за, так званою, феноменологічною деформаційною пружно-пластичною моделлю пористого матеріалу, що була обґрунтована [38, 76, 300]. Загальні припущення моделі такі: ґрунт у кожному СЕ приймають за однорідне пористе середовище (через ущільнення об'єм твердих часток залишається постійним, а пор зменшується; зміна значень фізико-механічних властивостей ґрунту, за інших рівних умов, є функцією зміни пористості й швидкості передачі тиску; при деформаціях зберігається суцільність масиву; деформації формозміни в загальному випадку нелінійні, тобто зв'язок між компонентами девіаторів напружень і деформацій нелінійний; компоненти девіатора напружень зростають пропорційно одному параметру, зберігається співвісність тензорів напружень і деформацій, зв'язок між компонентами об'ємних тензорів напружень і деформацій нелінійний.

Особливість прийнятої феноменологічної моделі ґрунту полягає в тому, що на першому етапі імітується ущільнення масиву, а на другому – його наступна робота під дією статичного навантаження. На першому етапі враховують як геометричну, так і фізичну нелінійність ущільнення ґрунту, а на другому – лише фізичну нелінійність його роботи. Приймають, що після першого етапу напруження в ґрунті релаксуються, а наведені фізико-механічні характеристики ґрунту зберігаються. Специфіка феноменологічної моделі за умов значної геометричної й фізичної нелінійності, зокрема процесу ущільнення масиву, є опис у явній (замкненій) формі (за логарифмічними залежностями) зміни фізико-механічних властивостей ґрунту при незворотних об’ємних деформаціях залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску. У загальному вигляді фізичні співвідношення записуються так:

$$\sigma_o = K\varepsilon_o'; \quad (5.1)$$

$$\tau_o = G\gamma_o', \quad (5.2)$$

де $\sigma_o, \tau_o, \varepsilon_o, \gamma_o$ – октаедричні напруження й деформації ґрунту; K та G – нелінійні функції об’ємного модуля і модуля зрушення ґрунту.

$$\varepsilon_o' = 3\varepsilon_o; \quad (5.3)$$

$$\gamma_o' = 2\gamma_o; \quad (5.4)$$

$$\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_o = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3); \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \end{aligned} \quad (5.7)$$

$$\begin{aligned} \gamma_o &= \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \\ &= \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2} \end{aligned} \quad (5.8)$$

Особливість цієї моделі за умов другого етапу полягає в тому, що при складному напруженому стані (стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) та пластичну частини, причому пластична складова деформацій виникає після досягнення напруженим станом межі міцності відповідно до умови Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Враховується також можливе зміцнення ґрунту аналогічно першому етапу. Параметри моделі зазвичай встановлюються за даними близьких до стандартних випробувань ґрунту в умовах одноосьового стиснення й одноплощинного зрушення.

Параметрами прийнятої феноменологічної моделі ґрунту, зокрема, є:

– закономірність деформування ґрунту, що зв’язує відношення модулів деформації E_i/E_0 та відношення об’ємів ґрунту (наприклад, у компресійному кільці чи СЕ) V_i/V_0 відповідно на i -ому та початковому ступені тиску. Як показує практика [38, 76, 300], ці залежності апроксимуються з найкращими статистичними показниками логарифмічними функціями, зокрема вигляду:

$$E_i/E_0 = 1 + a_0[V_i/V_0 - \ln(V_i/V_0) - 1], \quad (5.9)$$

де a_0 – емпіричний коефіцієнт.

Для моделювання на першому етапі укочування малозв’язних порід використовуються результати компресійних випробувань при часі витримки Δt кожного ступеня тиску $\Delta\sigma = 0,1$ МПа на ґрунт від 10-15 секунд до 1 хвилини) при кінцевому тискові, що відповідає його середній величині під котком (звичайно до $\sigma = 1,5-2$ МПа), а на другому етапі для імітації статичного тиску під подошвою фундаменту на піщану подушку – дані аналогічних, але значно більш “повільних” компресійних випробувань (при часі витримки кожного ступеня тиску до умовної стабілізації деформацій 0,01 мм за 16 годин згідно із підпунктом 5.4.4.6 ДСТУ Б В.2.1-4-96) і при кінцевому значенні тиску, що відповідає його середній величині під фундаментом (найчастіше до $\sigma = 0,3-0,4$ МПа). Експериментальну залежність $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$ для подальших розрахунків досить часто представляють також у табличній формі;

– залежність опору ґрунту зрушенню від нормального напруження $\tau = f(\sigma)$, яка також устанавлюється за даними стандартних випробувань ґрунту методом одноплощинного зрізу при аналогічних значеннях вертикального тиску й описується лінійними рівняннями або параболічною функцією виду

$$\tau_o = a_1 + a_2\sqrt{\sigma_o/\sigma_o^\circ}, \quad (5.10)$$

де a_1 та a_2 – емпіричні коефіцієнти; $\sigma_o^\circ = 1$ МПа;

– співвідношення модулів деформації та характеристик міцності за напрямками осей (при представленні ґрунту ортотропним середовищем), але в даній роботі прийнято ізотропний варіант феноменологічної моделі ґрунту;

– коефіцієнт поперечної деформації ґрунту (коефіцієнт Пуассона) ν . Його величина для пісків і супісків згідно з підпунктом 5.4.7.5 ДСТУ Б В.2.1-4-96 приймалась $\nu = 0,30 - 0,35$;

– питома вага ґрунту γ .

Через відносно малі деформації ґрунту на другому етапі моделювання в моделі застосовано достатньо традиційний математичний апарат теорії малих пружно-пластичних деформацій [23, 61, 87, 132, 195]. При цьому прояви нелінійності включають пластичну деформацію формозміни при складному напруженому стані, безперешкодне деформування при розтягненні. За складного напруженого стану (як-то стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) й пластичну частини. Пластична складова деформації виникає з досягненням напруженим станом межі міцності

за з умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна, що визначає граничні співвідношення дотичних і нормальних напружень на октаедричних площадках,

$$\tau_o = \sigma_o \operatorname{tg} \varphi_o + c_o, \quad (5.11)$$

де

$$\operatorname{tg} \varphi_o = -\sqrt{3/2} \cdot \sin \varphi; \quad (5.12)$$

$$c_o = \sqrt{3/2} \cdot c \cdot \cos \varphi. \quad (5.13)$$

Геометрична інтерпретація умови міцності відносно діагоналі простору головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – конус (рис. 5.1). Його будують у місцевій циліндричній системі координат. Точки, що відповідають напруженням τ_i та σ_i і лежать у середині граничної поверхні, знаходяться в дограничному стані, а точки на самій поверхні – граничному напруженому стані. Форма проекції граничної поверхні на девіаторну площину (рівнонахилена до усіх трьох головних осей $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) за критерієм Мізеса–Шлейхера–Боткіна – коло.

Для можливого одноосьового напруженого стану використано й вираз

$$\tau_o = \sigma_s \sqrt{2/3}. \quad (5.14)$$

Вплив на нелінійність деформування ґрунту октаедричних об'ємних деформацій, дилатансії і т. ін. враховують феноменологічними функціями нелінійності С.Ф. Клованича [87] залежності теорії малих пружно-пластичних деформацій між октаедричними дотичними напруженнями та зрушенням:

$$\xi = \tau_o / \bar{\tau}_o = \lambda \eta / (1 + A \eta + B \eta^2 + C \eta^3), \quad (5.15)$$

де $\bar{\tau}_o$ – граничне значення октаедричної дотичного напруження, що відповідає вичерпанню міцності ґрунту; η і λ – параметри діаграми деформування ґрунту

$$\eta = \gamma_o' / \hat{\gamma}_o'; \quad (5.16)$$

$$\lambda = G_o \hat{\gamma}_o' / \bar{\tau}_o, \quad (5.17)$$

де $\hat{\gamma}_o'$ – гранична октаедрична кутова деформація (відповідає вичерпанню міцності ґрунту); G_o – початковий модуль зрушення; A, B, C – коефіцієнти (5.15).

Таким чином, на відміну від інших пружно-пластичних моделей ґрунту з фіксованим значенням модуля деформації, ця модель у явній формі описує його

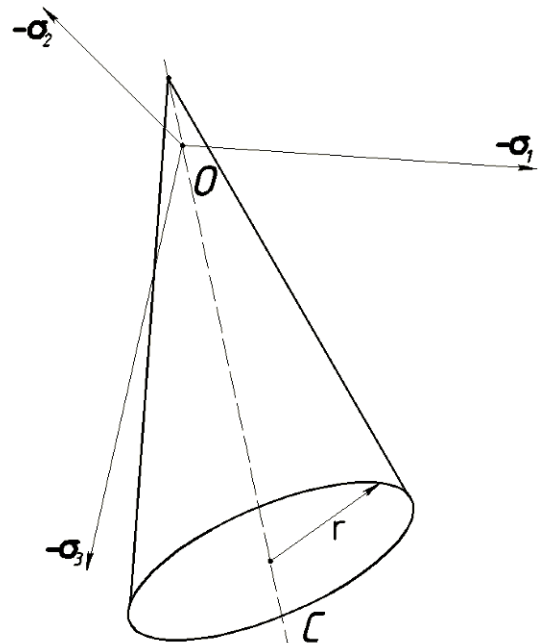


Рис. 5.1 – Геометрична інтерпретація умови міцності ґрунту відносно діагоналі простору головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

зміни від незворотних об'ємних деформацій ущільнення, у т. ч. укочуванням, залежно від зміни пористості ґрунту й швидкості передачі на нього тиску, а для кожного режиму укочування слід визначати лише один емпіричний коефіцієнт.

5.2. Основні положення програмного комплексу для моделювання процесів ущільнення ґрунту

Моделювання деформованого стану малозв'язних розкривних порід при укочуванні кожного шару подушки здійснено з використанням програмного комплексу «PRIZ-Pile», в якому реалізоване рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ (метод переміщень) кроково-ітераційними методами у фізично та геометрично нелінійній постановці [38, 76]. Використовуються восьмивузлові ізопараметричні вісесиметричні СЕ (рис. 5.2) з квадратичним описом геометрії і поля переміщень за перерізом (з 4 точками інтегрування). Це дає змогу використовувати, крім прямокутної сітки СЕ, ще й криволінійну.

Такі елементи (рис. 5.2), подані у криволінійній системі координат $(\xi, \eta, \zeta: -1 \leq \xi \leq 1; -1 \leq \eta \leq 1)$, належать до СЕ 2-го порядку, що визначається ступенем інтерполяційного полінома та кількістю вузлів.

Фізичні рівняння напруженого стану в матричній формі мають вигляд

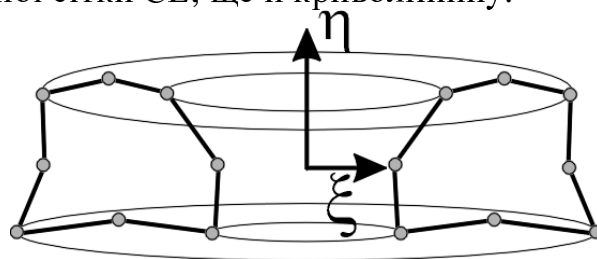


Рис. 5.2 – Схема восьмивузлового ізопараметричного вісесиметричного СЕ

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{\Omega} \begin{bmatrix} 1 & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 1-\nu & 0 \\ \nu & \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (5.18)$$

$$\Omega = [(1+\nu)(1-2\nu)]/(1-\nu), \quad (5.19)$$

де $\sigma_r, \sigma_\theta, \sigma_z, \tau_{rz}$ – нормальні та дотичні напруження в СЕ у циліндричних координатах; E – модуль деформації ґрунту цього ж СЕ; $\varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z, \gamma_{rz}$ – осьові та кутові компоненти відносних деформацій у СЕ.

У рішенні першого етапу використано геометричну нелінійність першого роду. Розрахункову зону обертання віднесено до циліндричної системи координат (див. п. 5.3), вісь Oz суміщено з віссю розрахункової області. У напрямі осей r, θ, z переміщення – відповідно u, v, w . Компоненти тензора деформацій у координатах $Or\theta z$ становлять відповідно $\varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \varepsilon_z, \gamma_{r\theta}, \gamma_{\theta z}, \gamma_{rz}$.

$\vartheta = \varepsilon_r + \varepsilon_\theta + \varepsilon_z$. Вирази, що пов'язують складові тензора деформацій з переміщеннями в циліндричних координатах, мають наступний вигляд:

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= \frac{\partial u}{\partial r}; & \varepsilon_\theta &= \frac{1}{r} \frac{\partial v}{\partial \theta} + \frac{u}{r}; & \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z}; \\ \gamma_{r\theta} &= \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r}; & \gamma_{\theta z} &= \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{1}{r} \frac{\partial w}{\partial \theta}; & \gamma_{zr} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial r}. \end{aligned} \quad (5.20)$$

Комплекс «PRIZ-Pile» має три піддиректорії: \INPUT (вихідна інформація, дані розрахунків), \SCR (таблична підготовка вихідних даних), \GRAPHER (вивід результатів розрахунків у вигляді ізоліній, графіків, поверхні). Для графічного представлення вихідних даних і підсумків моделювання створено пакет програм «Pile Graph». Розрахунок у комплексі виконується за два етапи.

Розрахункові схеми МСЕ роботи (ущільнення) ґрунту при створенні основ і фундаментів та їх наступному навантаженні (див. п. 1.5) за класами 1 «Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (умовно, «компресійна задача») і 2 «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («задача занурення жорсткого плоского штампа») вміщені в табл. 5.1.

На першому етапі моделюють процес укочування шарів малозв'язних розкривних порід у складі подушки. Вплив укочування задають у вигляді вимушених вертикальних переміщень вузлів сітки СЕ, які лежать на верхній межі розрахункової області, що моделює процес витиснення ґрунту котком. Ці переміщення ведуть до зменшення об'єму СЕ, а отже, й зменшення пористості ґрунту і зростання його модуля деформації та міцності. Оскільки вимушені переміщення сумірні з розмірами СЕ, на кожному кроці коригується вихідна розрахункова схема уточненням координат вузлів з урахуванням переміщень, отриманих на попередньому кроці. Зі зміною координат змінюються об'єми СЕ, що дає можливість уточнити величину модуля деформації ґрунту в кожному СЕ за виразом (5.9) для компресійних випробувань відповідно до режиму укочування. Коефіцієнт пористості ґрунту в кожному СЕ при цьому складає

$$e_i = e_o - (1 + e_o)(1 - V_i/V_o). \quad (5.21)$$

Результатом першого етапу (і кожного з його кроків) є нові координати вузлів СЕ, наведені властивості ґрунту (частіше ρ_d , e , E , φ , c), переміщення вузлів сітки СЕ, напруження, зокрема вертикальні (ізобари σ_z) і радіальні (розпори σ_r) нормальні, що подають у вигляді таблиць, графіків, ізоліній.

Розрахунок на першому етапі пов'язаний з кроковим рішенням задачі на задані переміщення і ведеться за деформованою схемою на кожному кроці. При цьому, як правило, відбувається істотна зміна форми СЕ, що може призвести до виродження СЕ («якобіан перетворення координат стає неперетворимим»). Щоб уникнути цього переміщення вузлів задають не більше від величини добутку розміру СЕ й пористості ґрунту в ньому чи відповідним чином підбирають розміри СЕ. Якщо все ж розрахунок на більші переміщення необхідний, їх задають частинами по кроках, кількість яких задається в контрольних даних.

Таблиця 5.1 – Загальні розрахункові схеми МСЕ роботи (ущільнення) ґрунту при створенні основ і фундаментів та їх наступному навантаженні

№ класу	Створення фундаменту (основи)	Робота фундаменту (основи)
1		
2		

Розраховані наведені характеристики ґрунту і НДС масиву дають змогу перейти до другого етапу – моделювання роботи фундаменту на подушці. Для цього на верхній межі розрахункової області вводять додаткові СЕ, що імітують круглий за формою фундамент, «заповнюють» їх конструкційним матеріалом (залізобетonom), задають його характеристики. Для ґрунту вводять залежність $E_i / E_0 = f(V_i / V_0)$ відповідну умовній стабілізації деформацій на ступенях компресійних випробувань. Зовнішнє навантаження прикладають кроками зосередженої сили до осевого вузла верхньої грані фундаменту чи рівномірно розподіленим навантаженням до неї. Рівномірно розподілене навантаження можна прикласти й до верхньої межі розрахункової області.

У межах конуса (рис. 5.1) за умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна ґрунт працює пружно. Враховується його подальше ущільнення й підвищення модуля деформації (через зменшення об’ємів СЕ). З досягненням межі міцності закон течії ґрунту прийнято рівнооб’ємним. Знов-таки враховується його подальше

ущільнення–розущільнення. Результатом другого етапу (та його кроків) є залежність осідання фундаменту від навантаження, переміщення кожного вузла СЕ, напруження в масиві, перехід ґрунту в текучий стан в окремих СЕ, наведені характеристики ґрунту, що виводяться у формі таблиць, графіків, ізоліній, повідомлень про перехід СЕ у текучий стан.

Отже, достовірність рішень, отриманих моделюванням за програмним комплексом «PRIZ-Pile», забезпечується формою та властивостями СЕ, формою і розмірами розрахункової області, вибором відповідних розрахункових схем МСЕ ущільнення ґрунту при укочуванні шарів малозв'язних розкривних порід і наступному навантаженні фундаментів на подушці, відповідності параметрів моделі дійсному стану ґрунту при влаштуванні основи та роботі фундаменту.

5.3. Граничні умови задачі ущільнення розкривних пісків

Розрахункова область вісесиметричної задачі моделювання укочуванням шарів малозв'язних розкривних порід у складі подушки – циліндр (рис. 5.3, а), отриманий оберненням прямокутної розрахункової зони (рис. 5.3, б) навколо осі симетрії ОА. Вісь симетрії збігається з віссю майбутнього фундаменту.

Розміри розрахункової зони для цієї задачі встановлюють таким чином:

– бічні межі ОА та ВС приймають відповідно на осі симетрії і достатній відстані від місця вимушених переміщень для максимального зменшення впливу з умови заборони горизонтальних переміщень, концентрації напружень й ущільнення ґрунту на контакті із зовнішньою межею розрахункової зони. Для виконання цієї умови в задачі укочування ґрунту котком слід прийняти діаметр розрахункової області не менше ніж $10b$, де b – довжина барабану котка;

– відстань по горизонталі від вертикальної осі ОА до найближчого вузла СЕ на верхній межі розрахункової області, якому задають вимушені вертикальні переміщення при імітації витиснення ґрунту котком, необхідно прийняти не менше ніж $2b$. До речі, саме недотриманням цієї умови (зазначена відстань склала навіть менше за $0,6b$) стало причиною різниці між підсумками натурного і чисельного експериментів (як це видно з рис. 1.16 і 1.17);

– верхню (горизонтальну) межу ОВ розміщують на рівні поверхні шару відсипаного шару ґрунту до його укочування;

– на першому етапі моделювання за нижню горизонтальну межу АС приймають покрівлю вже ущільненого шару ґрунту (за натурними дослідями впливом на нього від прохідки котка верхнім шаром породи можна знехтувати);

– на другому етапі моделювання нижня горизонтальна межа АС повинна знаходитись у шарі, що не має особливих властивостей і придатний як природна основа; за глибину розрахункової зони прийнята нижня межа стислої товщі згідно з додатком Д ДБН В.2.1-10-2009 [64].

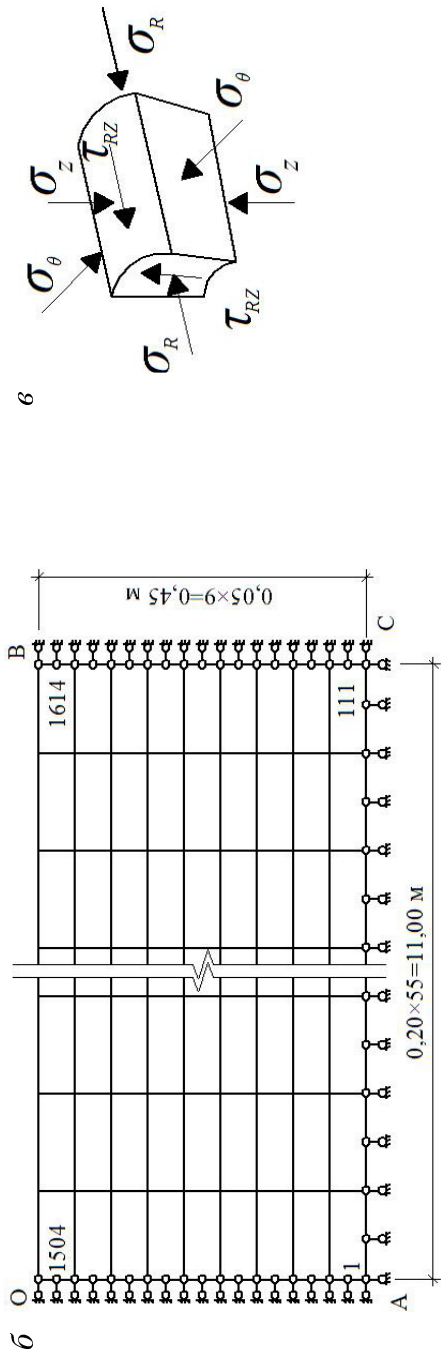
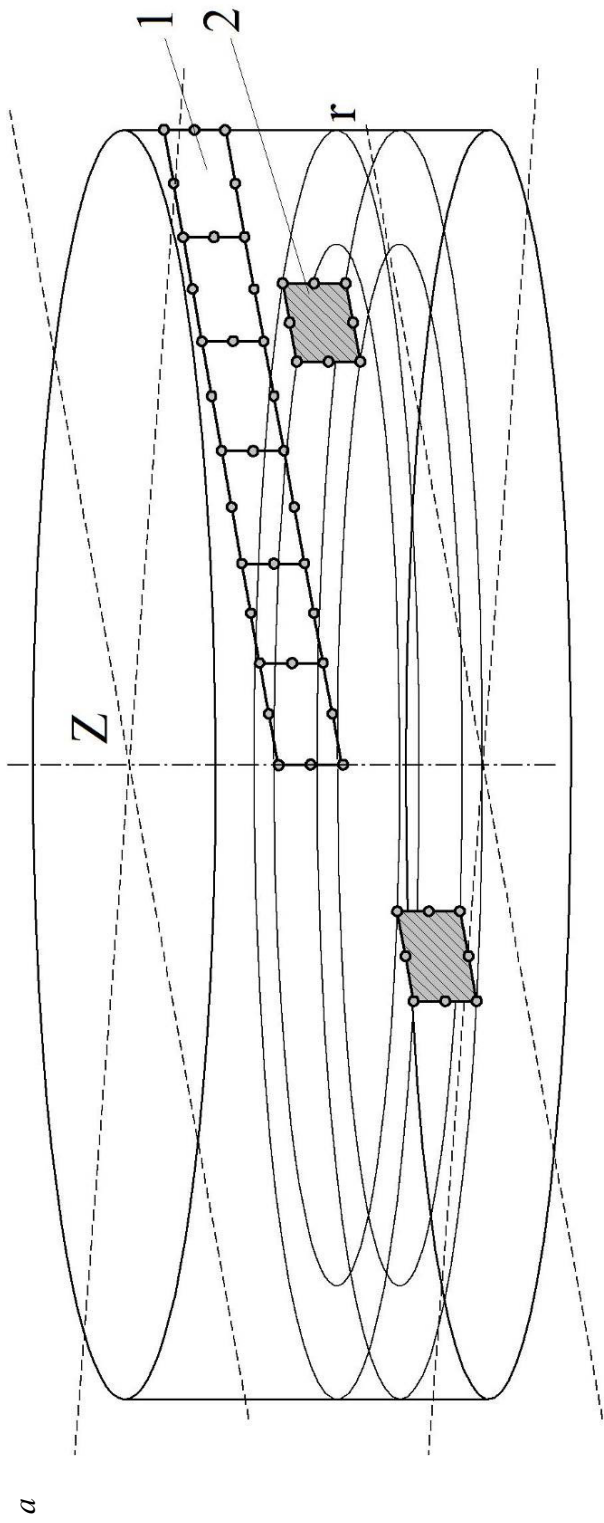


Рис. 5.3 – Вихідна розрахункова область віссиметричної задачі у формі циліндру: *a* – розрахункова область; *b* – прямокутна розрахункова зона (для прикладу укочування шару гладким котком); *b* – компоненти напружень; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – скінченний елемент

Прийнята наскрізна нумерація вузлів й СЕ. Їх нумерують, починаючи з нижніх СЕ і від осі симетрії. Розміри СЕ приймають, переважно, з урахуванням величин вимушених переміщень на першому етапі моделювання, а також розмірів майбутнього фундаменту на другому етапі. Звичайно сітку СЕ згущують (їх розміри зменшують) у місцях, де на першому етапі передбачаються найбільші вимушені переміщення (а звідси суттєва зміна фізико-механічних характеристик ґрунту та НДС масиву), а на другому – переміщення ґрунту й концентрація напружень у ньому.

Після призначення розмірів розрахункової зони й поділу її на СЕ встановлюють граничні умови, що відповідають натурним умовам утворення і роботи основ і фундаментів під навантаженням, а саме: всі вузли, що знаходяться на нижній межі АС, закріплюються непорушно; вузли бічних меж ОА і ВС не можуть мати горизонтальних переміщення, крім тих вузлів, яким на першому етапі задають вимушені переміщення та які близькі до останніх (звичайно вони лежать на осі ОА).

У результаті розрахунків першого етапу знаходять переміщення вузлових точок, нові координати вузлів деформованої схеми, деформації, напруження, наведені значення щільності скелету ґрунту, модуля деформації та інших характеристик у кожному СЕ, змінені за рахунок зменшення його об'єму.

Таким чином, маючи вихідні параметри кожного шару насипного ґрунту (товщину відсипаного шару h , щільність скелету ґрунту ρ_d в ньому і відповідні величини модуля деформації, параметри міцності) і технологічного обладнання (довжина барабану b) та задаючись зниженням поверхні кожного шару насипу під котком Δh , проектувальник за комплексом «PRIZ-Pile» отримує відповідні наведені властивості ґрунту кожного шару подушки. Особливості призначення розмірів розрахункової зони для задачі укочування насипного шару: умова, за якою відстань від осі симетрії розрахункової області до найближчого вузла скінченного елемента, якому задають вимушені вертикальні переміщення, повинна бути не меншою за дві довжини котка; на першому етапі моделювання за нижню межу зони приймають покрівлю вже ущільненого шару ґрунту.

5.4. Результати моделювання деформованого стану та наведених фізико-механічних характеристик розкривних пісків при їх укочуванні

Для перевірки коректності прогнозу наведених параметрів ґрунту шарів подушки, створеної шляхом укочування розкривних малозв'язних порід, за програмним комплексом «PRIZ-Pile» доцільно розглянути приклади реалізації описаної методики моделювання МСЕ за умов вісесиметричної задачі.

Як вихідні використані дані контролю якості ущільнення насипу заводу «Vorshla Steel» поблизу м. Горішні Плавні Полтавської області (їх вміщено в розділі 2 та в додатку А). Матеріал насипу – розкривні породи Лавриковського та Єристовського родовищ (піски мілкі, однорідні).

Потужність подушки складає 4-5 м, середня товщина кожного відсипаного шару – $h=0,45$ м. Для укочування використано переважно однобарабанні гладкі та кулачкові самохідні котки НАММ 3516 масою 15,75 т, діаметром барабану $d = 1600$ мм і його довжиною $b = 2200$ мм.

За даними натурних досліджень прийнято, що оптимальна кількість проходів ущільнюючого механізму за одним слідом склало 12, а зниження поверхні шару ґрунту під котками зафіксовано близько $\Delta h \approx 50$ мм.

При моделюванні укочування гладким котком шару розкривних порід товщиною 450 мм прийнята вихідна розрахункова схема (рис. 5.4, а), що містить 495 СЕ (55x9) з їх однаковими розмірами 200x50 мм і 1614 вузлів сітки СЕ (147 з них закріплені).

Розмір прямокутної утворюючої розрахункової області 11,0x0,45 м. З досвіду підстильний, вже ущільнений, шар подушки приймали як нестисливий. Вимушені вертикальні переміщення задавали вузловим точкам СЕ верхньої межі розрахункової області (відповідають низу барабану котка). Зокрема, 23 вузлам (від 1548 до 1570) верхньої межі розрахункової області були задані вертикальні переміщення величиною 50 мм (рис. 5.4, б).

Горизонтальна відстань від осі симетрії розрахункової області (вузол 1504) до найближчого вузла (1548), якому задали вимушені вертикальні переміщення склала 4400 мм, тобто дві довжини котка $2 \cdot b = 2 \cdot 2200 = 4400$ мм.

Фрагмент схеми деформацій насипного шару після проходки гладкого котка подано на рис. 5.5.

При моделюванні укочування такого ж шару розкривних порід кулачковим котком (кулачки на котку мають форму усічених пірамід з основами 200x200 та 100x100 мм і висотою 50 мм) з тими ж геометричними розмірами вихідна розрахункова схема (рис. 5.6, а) при однаковому розмірі прямокутної утворюючої розрахункової області містить 594 СЕ (66x9) з двома типами розмірів 100x50 мм (в області, де моделюється проходка котку) і 200x50 мм та 1933 вузли (з них 169 закріплені).

Вертикальні переміщення від 50 мм до 100 мм задані 45 вузлам (від 1845 до 1889) верхньої межі розрахункової області (рис. 5.6, б).

Ізолінії переміщень ґрунту в горизонтальному та вертикальному напрямках після проходки гладкого котка відповідно до розрахункової схеми МСЕ, наведеної на рис. 5.4, б, за результатами моделювання подані на рис. 5.7.

Розміри розрахункової області та розташування поверхні укочування на ній призначались з умови мінімізації впливу на результати моделювання бічних меж розрахункової області й умов вісесиметричної задачі. Моделюванням встановлено, що величина вертикального переміщення ґрунту після проходки гладкого котка на рівні підшви шару не перевищує 2,5 мм, тобто, дійсно, таким впливом на поверхню підстильного вже ущільненого шару ґрунту можна знехтувати.

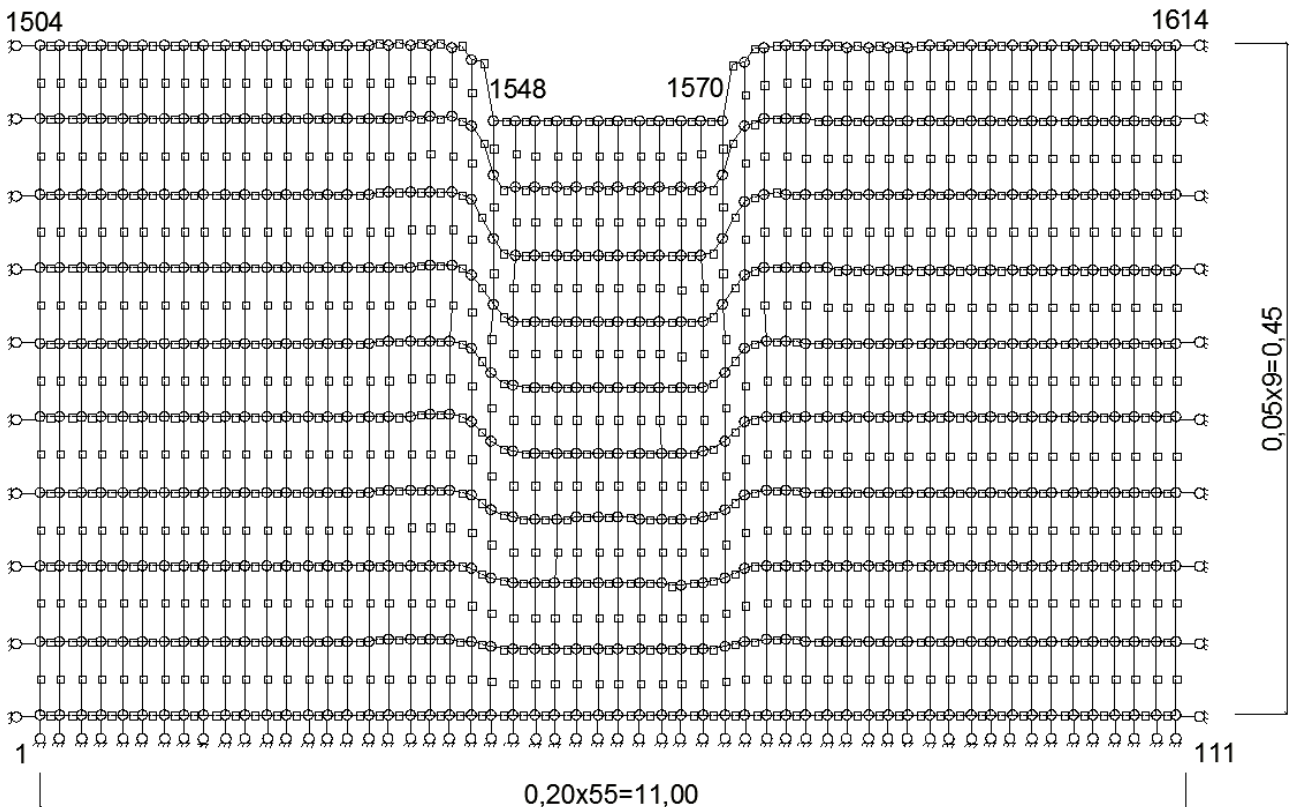
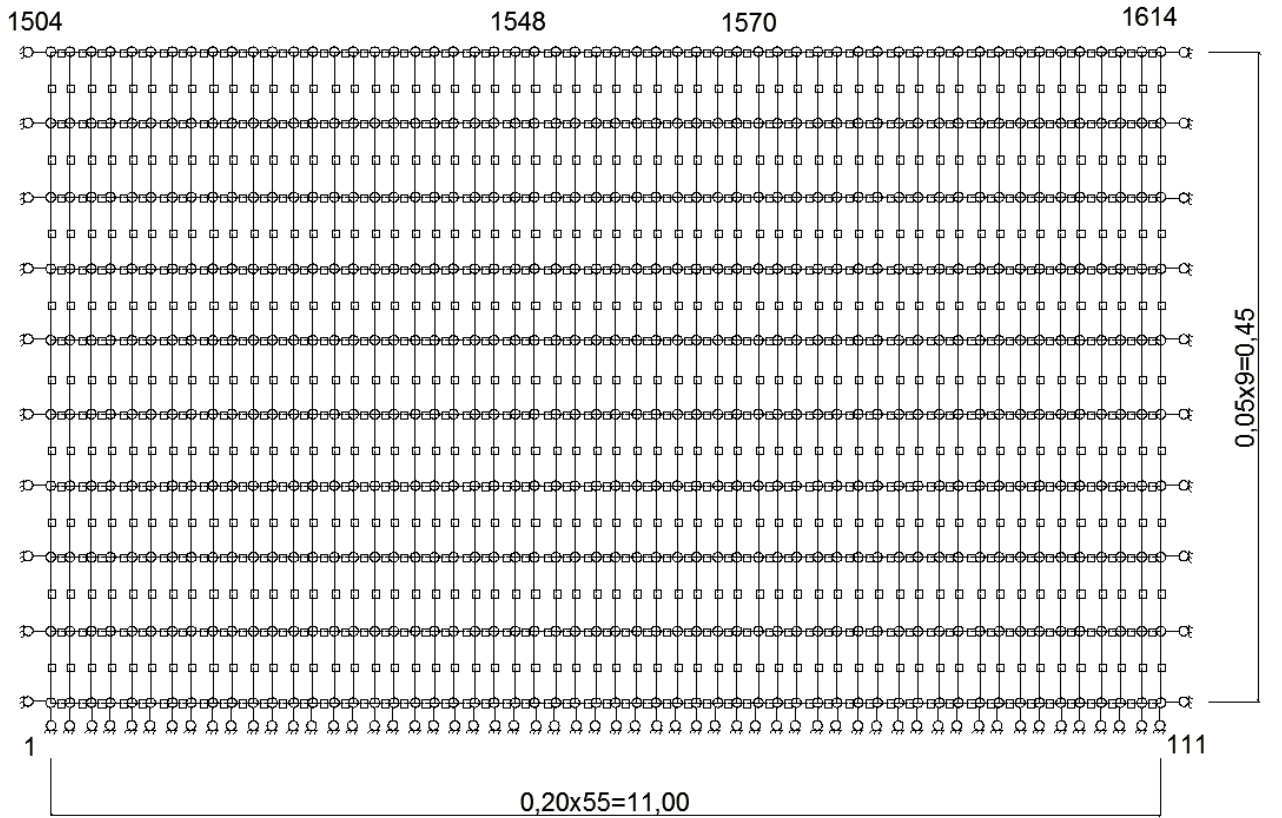


Рис. 5.4 – Схеми розбивки прямокутної розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу укочування шару насипного ґрунту: зверху – вихідна; знизу – після прохідки гладкого котка

У підсумку моделювання укочування гладким котком шару піску насипного, мілкого, однорідного також встановлено його ущільнення в нижній частині кожного шару подушки (нижній ряд СЕ розрахункової області) до величини щільності скелету ґрунту $\rho_{d.s} = 1,69-1,70 \text{ г/см}^3$, а при використанні кулачкового котку – приблизно на $0,02 \text{ г/см}^3$ більше при кращому контакті між верхнім і підстильним шарами ґрунту в подушці, що, в цілому, добре корелюється з даними натурних досліджень.

Значення механічних характеристик (E, φ, c) кожного з видів ущільнених розкривних пісків найпростіше прогнозувати, підставляючи отримані за вищеподаною методикою моделювання процесу укочування величин щільності скелету ґрунту $\rho_{d.s}$, в графіки чи рівняння взаємозв'язку $E, \varphi, c = f(1/\rho_d)$, котрі були визначені в розділі 4.

За вищеподаною методикою моделювання виконано багаточинниковий математичний аналіз впливу на максимальне (в СЕ безпосередньо під гладким котком) і мінімальне (в СЕ на межі з підошвою шару, що укочують) значення щільності скелету ґрунту (відповідно $\rho_{d.s}^{\max}$ і $\rho_{d.s}^{\min}$, т/м^3) технологічних факторів:

- 1) початкової щільності скелету ґрунту в межах кожного шару після його відсипання та розрівнювання ρ_d (в чисельних дослідах приймалось $\rho_d = 1,45 \text{ т/м}^3$; $1,50 \text{ т/м}^3$; $1,55 \text{ т/м}^3$);
- 2) товщини відсипаного шару h (в дослідах – $h = 0,36 \text{ м}$; $0,45 \text{ м}$; $0,54 \text{ м}$);
- 3) зниження його поверхні під котком Δh (у дослідах – $\Delta h = 0,03 \text{ м}$; $0,05 \text{ м}$; $0,07 \text{ м}$).

Отже, загальна кількість дослідів, таким чином, склала $n = 3 \cdot 3 \cdot 3 = 27$.

У підсумку багаточинникового математичного аналізу отримано наступні рівняння взаємозв'язку:

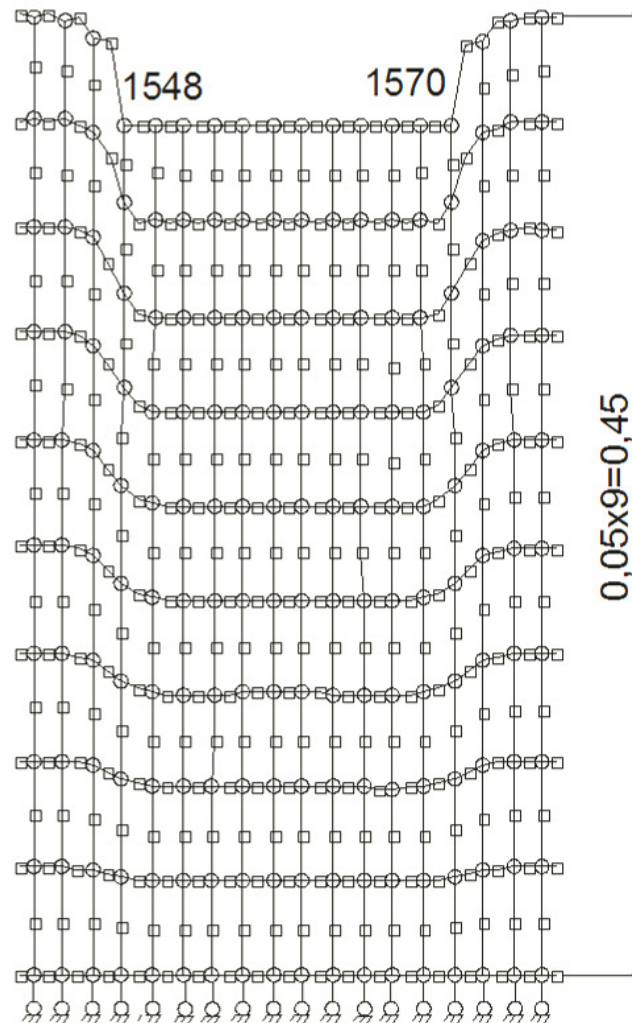


Рис. 5.5 – Фрагмент схеми деформацій насипного шару після прохідки гладкого котка

$$\rho_{d.s}^{\max} = a_0 + a_1 \cdot \rho_d + a_2 \cdot h + a_3 \cdot \Delta h; \quad (5.22, a)$$

$$\rho_{d.s}^{\min} = b_0 + b_1 \cdot \rho_d + b_2 \cdot h + b_3 \cdot \Delta h, \quad (5.22, б)$$

де $a_0 = 0,205 \text{ т/м}^3$; $a_1 = 1,021$; $a_2 = -0,624 \text{ т/м}^4$; $a_3 = 5,692 \text{ т/м}^4$ – емпіричні коефіцієнти виразу (5.22, а); $b_0 = 0,103 \text{ т/м}^3$; $b_1 = 1,072$; $b_2 = -0,559 \text{ т/м}^4$; $b_3 = 4,390 \text{ т/м}^4$ – емпіричні коефіцієнти формули (5.22, б).

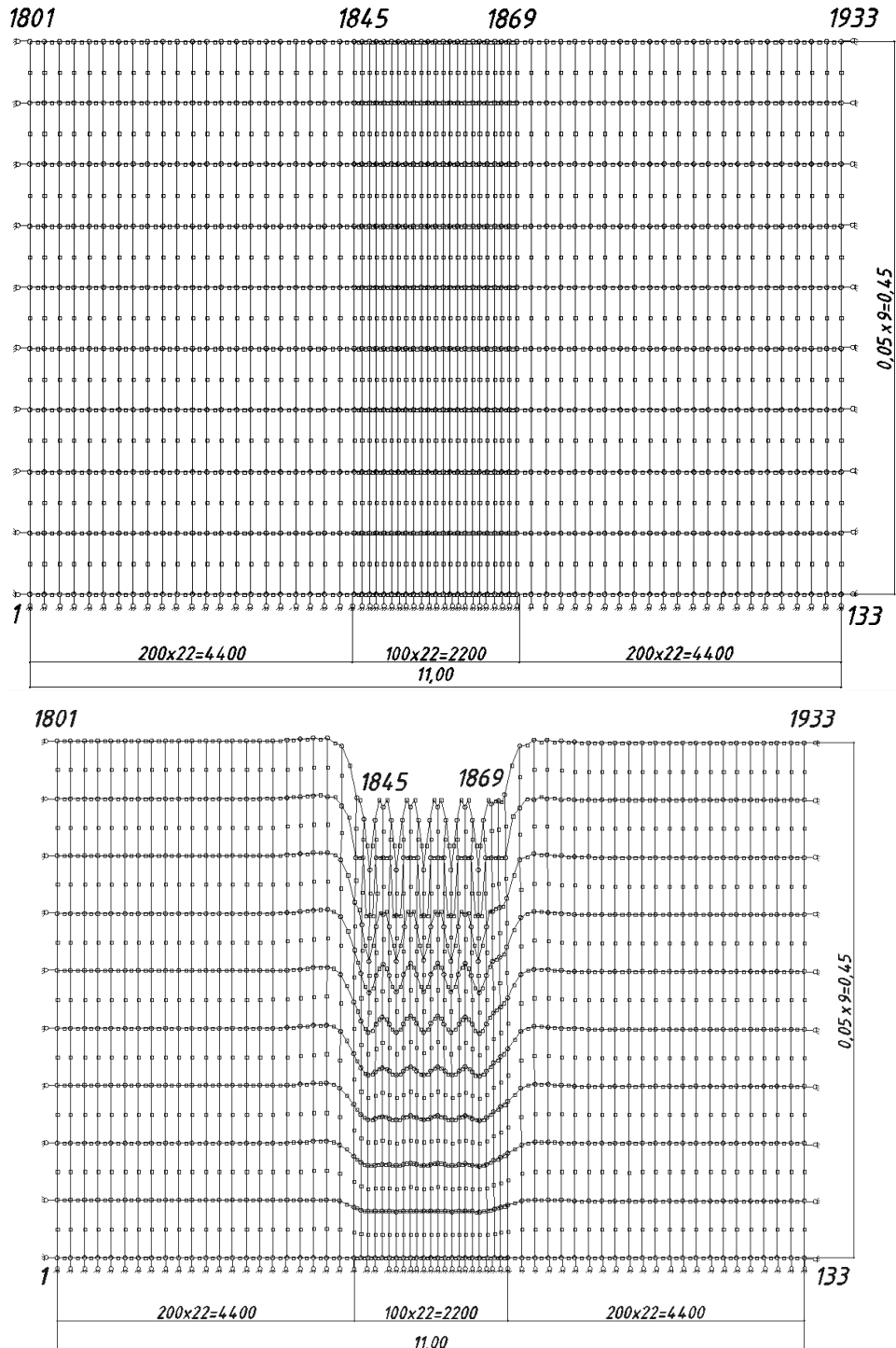
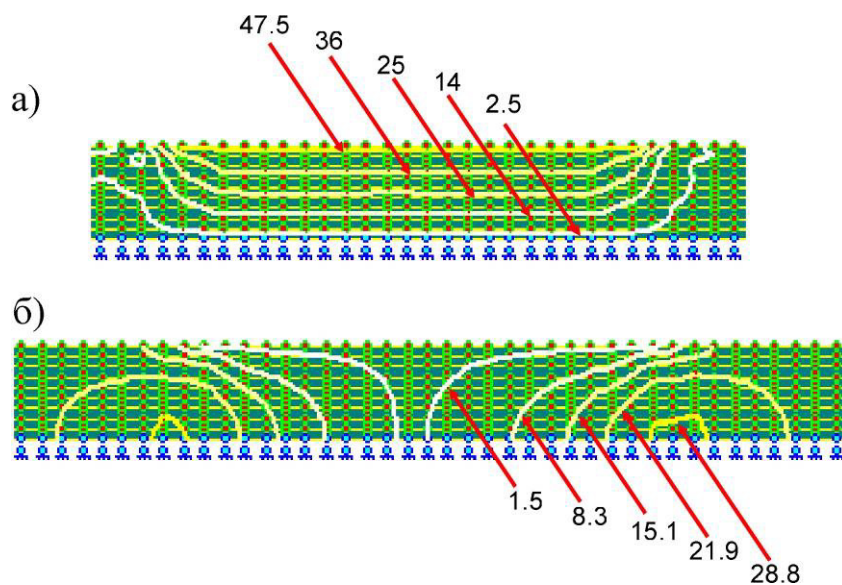


Рис. 5.6 – Схеми розбивки прямокутної розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу укочування шару насипного ґрунту: зверху – вихідна; знизу – після прохідки кулачковим котком



**Рис. 5.7 – Ізолінії переміщень насипного шару ґрунту, мм, після прохідки гладкого котка за даними моделювання:
а – у вертикальному напрямкові; б – у горизонтальному напрямкові**

Для рівняння (5.22, а) величина коефіцієнта множинної кореляції склала $r = 0,981$, а критерію Фішера $F = 26,56$, що більше за її табличне значення $F_{табл.} \approx 2,0$ при рівні значущості $p = 5\%$ та числі ступенів свободи $\nu_1 = 26$ і $\nu_2 = 23$ (тобто ця емпірична формула є коректною). Відносна похибка величин $\rho_{d.s}^{\max}$ порівняно з результатами натурних досліджень не перевищує 2,4%.

Аналогічно, для виразу (5.22, б) $r = 0,979$, $F = 24,59$. Відносна похибка значень $\rho_{d.s}^{\min}$ порівняно з даними натурних досліджень не перевищує 2,1%.

Отже, на точність моделювання наведених властивостей розкривних пісків при укочуванні суттєво впливають технологічні чинники: товщина відсипаного шару h ; зниження його поверхні під котком Δh ; початкова щільність скелету ґрунту в межах кожного шару після його відсипання і розрівнювання ρ_d ; геометричні розміри робочого органу котка (наявність кулачків).

5.5. Висновки за розділом 5

У результаті досліджень математичного моделювання процесів ущільнення малозв'язних ґрунтів укочуванням можливо зробити наступні висновки.

1. Доведено можливість достатньо коректного моделювання МСЕ за пружно-пластичною моделлю за умов вісесиметричної задачі процесу ущільнення розкривних пісків укочуванням. Маючи вихідні параметри кожного шару насипного ґрунту (товщину відсипаного шару, щільність скелету ґрунту в ньому та ін.) і технологічного обладнання та задаючись величиною зниження поверхні кожного шару насипу під котком, проектувальник має змогу аналітично визначити відповідну щільність скелету ґрунту, модуль його

деформації та параметри міцності кожного шару подушки без проведення тривалих натурних і лабораторних геотехнічних досліджень.

2. На відміну від інших пружно-пластичних моделей ґрунту з фіксованим значенням модуля деформації, прийнята феноменологічна модель ущільнення малозв'язного ґрунту в явній формі описує його зміни від незворотних об'ємних деформацій ущільнення, у т. ч. укочуванням, залежно від зміни пористості ґрунту й швидкості передачі на нього тиску, а для кожного режиму укочування слід визначати лише один емпіричний коефіцієнт.

3. Достовірність рішень, отриманих моделюванням за програмним комплексом «PRIZ-Pile», забезпечується формою та властивостями скінчених елементів, формою і розмірами розрахункової області, вибором відповідних розрахункових схем МСЕ укочування шарів розкривних порід подушки та наступній роботі фундаментів, відповідності параметрів моделі дійсному стану ґрунту при влаштуванні основи і роботі фундаменту. Вперше встановлено, що горизонтальна відстань від осі симетрії розрахункової області до найближчого вузла скінченого елемента, якому задають вимушені вертикальні переміщення, повинна бути не меншою за дві довжини котка, а на першому етапі моделювання за нижню горизонтальну межу зони приймають покрівлю вже ущільненого шару ґрунту.

4. На точність моделювання процесу ущільнення розкривних пісків суттєво впливають початкова товщина шару; зниження його поверхні під котком, щільність скелету ґрунту в межах кожного шару після його відсипання та розрівнювання, геометричні розміри робочого органу котка (наявність кулачків).

РОЗДІЛ 6

ІМОВІРНІСНИЙ РОЗРАХУНОК ФУНДАМЕНТІВ НА ШТУЧНИХ ОСНОВАХ З УРАХУВАННЯМ ПАРАМЕТРІВ ЇХ НЕОДНОРІДНОСТІ

Використання імовірнісних моделей, що дозволяють виконувати розрахунки основ за граничними станами з оцінкою надійності інженерних рішень, є досить актуальним завданням сучасної геотехніки. При розробленні таких методик потрібно зважати на те, що сучасні норми розрахунку геотехнічних споруд [64, 163] орієнтовані на застосування детермінованих, частково-однорідних моделей основи. При цьому в якості первинних параметрів розрахунку, які описують властивості ґрунтів, використовують «дійсні» (середні) у розрахунковій області значення характеристик ґрунтів.

Деформації та напруження основ фундаментів і споруд є просторово-часовими випадковими полями, властивості яких залежать від неоднорідності ґрунтового масиву, а також просторових і часових флуктуацій зовнішніх навантажень. Отже, визначення НДС як природних, так і штучних основ є задачею ймовірнісно-статистичних досліджень. Тому у розділі викладені підсумки статистичного (методом Монте-Карло, за допомогою апроксимуючого поліному, підходами О.С. Личьова і В.П. Чиркова) та чисельного моделювання МСЕ НДС штучних основ, яке виконувалось при застосуванні пружно-пластичної моделі ґрунту Друкера-Прагера із залученням методу Монте-Карло й урахуванням експериментально встановлених у розділі 3 закономірностей розподілу ВВ фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів.

Використовуючи отримані результати, виконано статистичний аналіз розподілу осідань фундаментів та їх відносної нерівномірності, а також визначені функції розподілу цих величин як випадкових та їх статистичні параметри.

6.1. Обґрунтування застосування положень теорії ймовірнісного розрахунку для оцінювання напружено-деформованого стану штучних основ фундаментів

6.1.1. Передумови ймовірнісного розрахунку штучних основ

Розглянемо графік (рис. 6.1) деформації ґрунту від дії місцевого поступово зростаючого тиску $S=f(\sigma)$. На ній можна виділити три ділянки (фази): oa , ab , bc . Поки зовнішній тиск не перевищує структурну міцність ґрунту σ_{str} , основу характеризують незначні, переважно пружні, деформації. За межею σ_{str} під штампом виникає ущільнення ґрунту за рахунок зменшення його пористості. Зі збільшенням тиску ґрунт ущільнюється в усе більшій зоні. Його частинки рухаються вниз із незначним відхиленням убік від вертикалі. Зона деформацій ґрунту поширюється на значну глибину, як правило, значно більшу за ширину штампа (фундаменту). Чим вища щільність ґрунту, тим на більшій глибині спостерігають рух частинок. На графіку деформації ґрунту $S=f(\sigma)$ цей етап

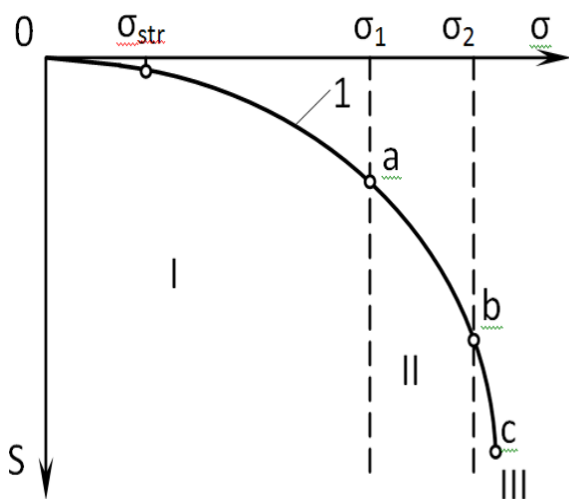


Рис. 6.1 – Графік залежності осідання S ґрунтового масиву від дії місцевого зростаючого тиску σ

відповідає ділянці oa (перший критичний тиск). Залежність між тиском на ґрунт і осіданням штамп лінійна. Одночасно в ґрунті під краями штамп, де виникає концентрація напружень, розвиваються пластичні деформації (деформації зрушень). Графік $S=f(\sigma)$ починає набувати криволінійності. Та все ж при відносно невеликому тиску, що звичайно виникає під подошвою фундаментів будівель, цей графік можна наближено прийняти за пряму. З точки зору міцності ґрунту ця фаза – безпечна, бо ґрунт набуває більш щільної структури, а осідання носять відверто згасаючий у часі характер. У практичних розрахунках у її межах залежність $S=f(\sigma)$ приймають лінійною.

Це дає змогу застосовувати для розрахунків напружень і визначення кінцевих осідань у фазі ущільнення теорію лінійно деформованого середовища. Подальше збільшення навантаження на штамп призводить до розвитку зон пластичних деформацій у боки й ущільнення ґрунтів навколо цих зон. Зони зрушення поступово поширюються, охоплюючи все більший простір. На графіку $S=f(\sigma)$ їй відповідає криволінійна ділянка ab (другий критичний тиск). Деякі площадки зрушень, що виникають протягом цієї фази, поступово з'єднуються, утворюючи під штампом суцільну поверхню ковзання. Під дією тиску, більшого за σ_2 , відбувається різке осідання штамп з випинанням ґрунту в боки та вгору. На кривій $S=f(\sigma)$ з'являється майже вертикальна ділянка bc , що відповідає фазі випинання (руйнування) ґрунту.

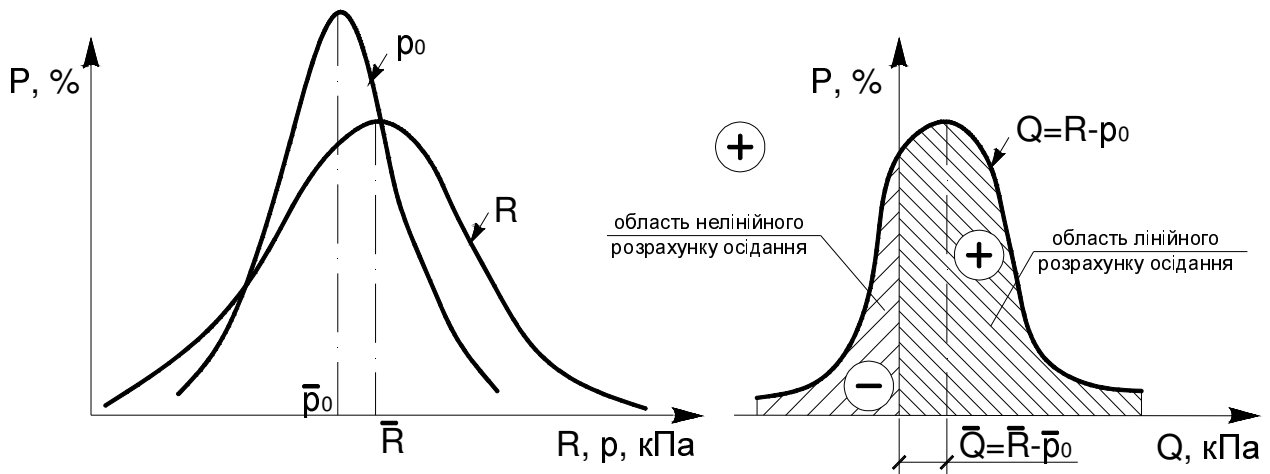
Згідно з нормами [64, 231] для можливості застосування розрахункових схем у вигляді лінійно-деформованого півпростору основи для визначення її осідання необхідно, щоб середній тиск p під подошвою фундаменту не перевищував розрахунковий опір ґрунту R (перший критичний тиск). Значення R є випадковою величиною з огляду на мінливість, головним чином, кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c і питомої ваги ґрунту γ , які входять в якості аргументів у функцію $R=f(\varphi, c, \gamma)$ (6.1).

Значення тиску під подошвою фундаменту p – також $ВВ$, оскільки навантаження і впливи носять випадковий характер. Статистичні параметри навантажень на фундаменти досліджені мало. Згідно з даними [142] коефіцієнт варіації зовнішніх постійних і тимчасових навантажень коливається в межах $v_N=0,05 - 0,30$. При сполученні їх різних видів значення змінності тиску під подошвою фундаменту зменшується і складає приблизно $v_p=0,10$. Закон розподілу $ВВ$ p близький до нормального [202]. Приблизно такі ж рекомендації приводяться і в працях [80, 113].

Для виявлення межі застосування розрахункових схем у вигляді лінійно-деформованого півпростору основи для визначення її осідання слід дослідити

функцію випадкових аргументів $\tilde{Q} = \tilde{R} - \tilde{p}_0$ (рис. 6.2, а). Якщо її подати в інтегральній формі (рис. 6.2, б), то можливо визначити ймовірність значень, для яких лінійний підхід для розрахунку осідань не задовольняється. Для цих значень є сенс застосовувати апарат нелінійного визначення осідань, наприклад за формулою проф. М.В. Малишева, що міститься в нормах [116].

а



б

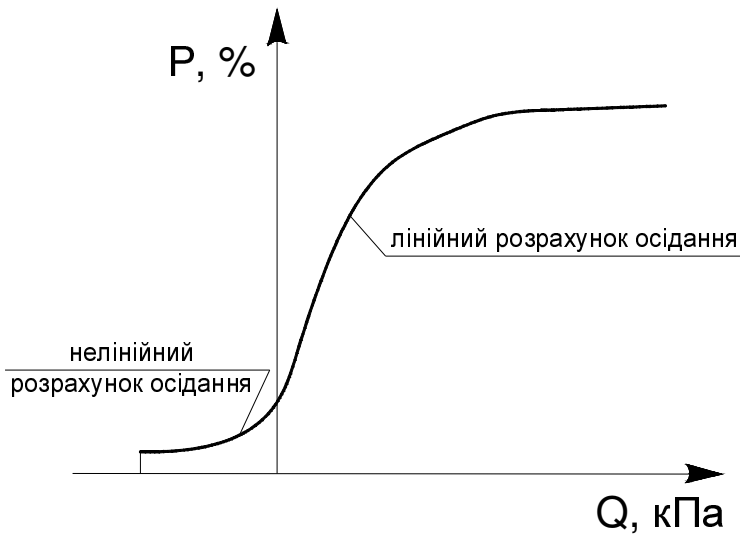


Рис. 6.2 – Графічна інтерпретація визначення ймовірності меж застосування моделі основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору для розрахунку осідання фундаменту на ній: а – розподіли розрахункового опору ґрунту R , тиску під подошвою фундаменту p_0 і різниці цих функцій Q ; б – інтегральний графік розподілу функції випадкових аргументів Q

Значення осідання фундаменту $S_{л}$ при лінійній стадії деформування основи також є функцією випадкових аргументів з огляду на мінливість, головним чином, модуля деформації E , що змінюється в межах шару за відповідним законом, параметри якого залежать від виду і стану ґрунту, а також величини додаткових напружень у відповідному шарі. На мінливість осідання впливає і змінність додаткового вертикального нормального напруження у ґрунті σ_{zp} , що залежить від параметрів розподілу зовнішнього навантаження на фундамент і питомої ваги ґрунту, що залягає вище нього. Ці параметри входять в якості аргументів у функцію $S_{л} = f(E, \sigma_{zp})$ (6.17).

З розвитком зон пластичних деформацій у бік й ущільнення ґрунтів навколо цих зон відбувається нелінійне осідання фундаменту S_p . Ці значення також є ВВ внаслідок мінливості значень осідання основи при тискові під

підшоною фундаменту p , що дорівнює розрахунковому опоріві ґрунту R , граничного опоріву ґрунту основи p_u і вертикального напруження від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту σ_{zg0} , що зумовлюється неоднорідністю фізико-механічних характеристик ґрунтів. Ці параметри входять в якості аргументів у функцію $S_p = f(p, R, p_u, \sigma_{zg0})$ (4.26).

Таким чином, для розрахунку статистичних параметрів і встановлення коректного закону розподілу функції осідання фундаменту на штучній основі слід визначити закони розподілу та статистичні параметри функцій розрахункового R і граничного p_u опорів ґрунту основи.

6.1.2. Оцінювання розрахункового опоріву ґрунту штучних основ як функції випадкових аргументів

Розрахунковий опір ґрунту R (4.1) є функцією випадкових аргументів (кута внутрішнього тертя φ , питомого зчеплення c і питомої ваги ґрунту γ).

$$R = M_\gamma b \gamma + M_d d \gamma + M_c c, \quad (6.1)$$

$$\text{де } M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2}; \quad M_d = \frac{\pi}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2} + 1; \quad M_c = \frac{\pi \cdot \text{ctg}\varphi}{\text{ctg}\varphi + \varphi - \pi/2};$$

b – ширина фундаменту; d – глибина закладення фундаменту; γ_{II} , c_{II} , φ_{II} – розрахункові значення питомої ваги, питомого зчеплення і кута внутрішнього тертя ґрунту, що отримані при випробовуваннях з довірчою ймовірністю $\alpha = 0,85$.

Використовуючи підсумки натурних досліджень статистичних параметрів фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів (п. 3.3), можливо визначити межі зміни R й аналітичного опису закону його розподілу. Для цього розроблені різні підходи, які дозволяють чисельно реалізувати цю залежність, наприклад, методи лінеаризації, перебору О.С. Личьова, методика заміни випадкових аргументів (чисельне інтегрування) В.П. Чиркова, статистичних випробовувань Монте-Карло чи заміни функції на обмеженій ділянці рівнянням регресії (метод апроксимуючих поліномів) тощо [8, 39, 113, 115, 278].

Метод лінеаризації заміняє нелінійну функцію на невеликому інтервалі лінійною. Така заміна у багатьох випадках не дає суттєвих похибок. До лінійних функцій можливо застосувати способи визначення числових статистичних характеристик (зокрема, математичного очікування (6.2) й дисперсії (6.3), а при взаємодії – окремих розподілів (6.4)):

$$\bar{y} = f(\bar{x}_1, \bar{x}_2, \dots, \bar{x}_n); \quad (6.2)$$

$$D = \sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2; \quad (6.3)$$

$$D = \sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right)^2 \sigma_{x_i}^2 + 2 \sum_{i < j}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_i} \right) \left(\frac{\partial y}{\partial x_j} \right) r_{ij} \sigma_{x_i} \sigma_{x_j}. \quad (6.4)$$

Щільність розподілу системи незалежних ВВ дорівнює добутку щільності розподілів окремих величин, що входять до системи:

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) = f_1(x_1) \cdot f_2(x_2) \cdot \dots \cdot f_n(x_n). \quad (6.5)$$

Ймовірність потрапляння результату, визначеного величинами x_1, x_2, \dots, x_n , у n -вимірну область D виражається n -кратним інтегралом:

$$P((x_1, x_2, \dots, x_n) \subset D) = \int_{(D)} \int f(x_1, x_2, \dots, x_n) dx_1 dx_2 \dots dx_n. \quad (6.6)$$

Як видно з формул (6.2) – (6.4) визначення дисперсій функції може викликати значні труднощі, пов'язані з її диференціюванням (особливо при частинному диференціюванні M_y, M_q, M_c). При довільних ЗР вхідних параметрів залежність (6.6) аналітично не розв'язується. Для подолання цих ускладнень функція на обмеженій ділянці може бути замінена рівнянням регресії у вигляді поліному першого ступеня (6.7) чи для підвищення точності розрахунку n -го ступеня (6.8):

$$y = f(x_1, x_2, \dots, x_n) \Rightarrow b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_n x_n; \quad (6.7)$$

$$y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + \dots + b_n x_n + b_{11} x_1^2 + \dots + b_{nn} x_n^2 + b_{12} x_1 x_2 + \dots + b_{1n} x_1 x_n. \quad (6.8)$$

Потім за допомогою часткових похідних рівняння регресії за змінними аргументами складається нове рівняння для визначення дисперсії функції (6.9), а у разі нелінійного поліному (6.10) :

$$D = \sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n (b_i \sigma_{x_i})^2; \quad (6.9)$$

$$D = \sigma_y^2 = \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial y}{\partial x_{x_i}} \sigma_{x_i} \right)^2. \quad (4.10)$$

Для статистичного моделювання з метою визначення параметрів і закону розподілу функції випадкових аргументів розрахункового опору ґрунту R на першому етапі використано поліном другого ступеня (6.8). При цьому досліджувався вплив трьох чинників φ, c, γ на трьох рівнях:

- 1) нижньому: $c = \exp(\ln \bar{c} - 2\sigma_{\ln c}) = 12,7$ кПа, $\varphi = \bar{\varphi} - 3\sigma_{\varphi} = 24,4$, $\gamma = \bar{\gamma} - 3\sigma_{\gamma} = 16,2$ кН/м³;
- 2) верхньому: $c = \exp(\ln \bar{c} + 2\sigma_{\ln c}) = 38,8$ кПа, $\varphi = \bar{\varphi} + 3\sigma_{\varphi} = 38,2$, $\gamma = \bar{\gamma} + 3\sigma_{\gamma} = 20,8$ кН/м³;
- 3) нульовому: $c = \exp(\ln \bar{c}) = 22,2$ кПа, $\varphi = \bar{\varphi} = 31,3$, $\gamma = \bar{\gamma} = 18,5$ кН/м³.

Для спрощення отримання полінома взаємозв'язку розрахункового опору ґрунту $\tilde{R} = f(\tilde{c}; \tilde{\varphi}; \tilde{\gamma})$ переходять від натуральних значень вхідних величин до кодованих змінних, що приймають на кінцях інтервалів ± 1 . Умова кодування факторів: $X = 2 \cdot (x_n - x_{\text{ср}}) / (x_{\text{н макс}} - x_{\text{н мін}})$, де $x_n, x_{\text{ср}}$ – натуральне й середнє значення чиннику; $(x_{\text{н макс}} - x_{\text{н мін}}) / 2$ – крок варіювання; X – кодоване значення чиннику.

Наступна обробка результатів виконується згідно з методикою, що наведена у п. 2.2.4. У табл. 6.1 зведені значення фізико-механічних характеристик й отриманого за детермінованим R та ймовірнісним R_p обчисленням розрахункового опору ущільненого ґрунту.

В якості детермінованих параметрів прийняті наступні. Штамп квадратної форми в плані з розмірами 1x1 м з глибиною закладення $d = 1$ м, середній тиск під подошвою якого $p = 274$ кПа. Основа у вигляді ущільненої подушки (піски мілкі й пилуваті, однорідні, з домішками супіску пластичного) з середніми значеннями фізико-механічних характеристик (питома вага $\gamma = 18,9$ кН/м³, кут внутрішнього тертя $\varphi = 31^0$, питоме зчеплення $c = 22$ кПа, модуль деформації $E = 19,4$ МПа). Також прийнято наступні передумови: вплив деформації основи подушки не враховується; товща, що стискається, повністю міститься в межах подушки; рівень ґрунтових вод не впливає на осідання штамп.

У табл. 6.2 зведені значення та розмірність підібраних коефіцієнтів апроксимації. При цьому аналітичний вигляд поліному з кодованими і фізичними (натуральними) значеннями факторів має вигляд відповідно формул (6.11) і (6.12):

$$y = 3088 + 112x_1 + 71,3x_2 - 9,7x_3 + 39,3x_1^2 - 22,5x_2^2 + 14,8x_3^2 + 19,6x_1x_2 - 0,8x_1x_3 - 34,9x_3x_2; \quad (6.11)$$

$$y = 840,1 - 48,1\varphi + 465,9\ln c - 97,8\gamma + 0,8\varphi^2 + 2,8\gamma^2 - 72,1\ln^2 c + 5,1\varphi\ln c - 0,05\gamma\varphi - 2,7\gamma\ln c; \quad (6.12)$$

За результатами апроксимації виконувалося статистичне моделювання (10^3 чисельних моделей), графічна інтерпретація якого подана на рис. 6.3.

Для розв'язання задачі також застосовано метод статистичних випробовувань Монте-Карло. За допомогою генератору випадкових чисел за визначеними ЗР (п. 3.3) організовується набір змінних, за якими розраховуються значення функції. Ці значення запам'ятовуються і сортуються за інтервалами, формуючи гістограму випадкової функції. Після реалізації достатньо великої кількості значень ВВ дослідної функції за згрупованими інтервалами можливо побудувати ступінчасту апроксимацію дослідної кривої розподілу цієї функції. Кількість випробовувань назначалась у межах $10^3 - 10^4$ для забезпечення точності статистичних параметрів. За результатами цього статистичного моделювання отримано випадкову функцію R (рис. 6.4).

Функцію випадкових аргументів розрахункового опору ґрунту було знайдено і за методами заміни змінних (чисельне інтегрування) В.П. Чиркова [193] та перебору змінних О.С. Личьова. Суть методів у багатократному розв'язанні однієї і тієї ж функції при різних комбінаціях значень вихідних параметрів. При цьому не потрібна попередня апроксимація вхідних розподілів.

Виходячи із можливих величин факторів, розраховують мінімальне і максимальне значення функції, тим самим готуючи базу для майбутньої гістограми. Весь діапазон зміни функції реалізується $I_1 \cdot I_2 \cdot I_3$ раз (де I_i – кількість інтервалів в i -ій гістограмі) при всіх можливих сполученнях чинників. При кожній реалізації функції розраховують її значення та ймовірність прийнятого сполучення факторів. У даному дослідженні було $I_1 \cdot I_2 \cdot I_3 = 7 \cdot 7 \cdot 10 = 490$ реалізацій.

**Таблиця 6.1 – Значення фізико-механічних характеристик
і розрахункового опору ущільненого ґрунту**

№ дослідю	Параметри, що варіювалися						Розрахунковий опір ґрунту R , кПа (детермінований розрахунок)	Розрахунковий опір ґрунту R_p , кПа (розрахунок за апроксимуючим поліномом)
	Кодовані значення факторів			Натуральні значення чинників				
	X_1	X_2	X_3	Кут внутрішнього тертя ґрунту φ (X_1), °	Питоме зчеплення ґрунту c (X_2), кПа	Питома вага ґрунту (X_3), кН/м ³		
<i>1</i>	<i>2</i>	<i>3</i>	<i>4</i>	<i>5</i>	<i>6</i>	<i>7</i>	<i>8</i>	<i>9</i>
1	-1	-1	-1	24,4	12,7	16,2	159,5	73,3
2	1	-1	-1	38,2	12,7	16,2	328,0	281,7
3	-1	1	-1	24,4	38,8	16,2	330,0	243,0
4	1	1	-1	38,2	38,8	16,2	611,8	529,9
5	-1	-1	1	24,4	12,7	20,8	180,9	236,0
6	1	-1	1	38,2	12,7	20,8	381,3	441,4
7	-1	1	1	24,4	22,8	20,8	246,7	247,6
8	1	1	1	38,2	22,8	20,8	665,0	483,3
9	0	0	0	31,3	22,2	18,5	320,6	308,8
10	0	0	1	31,3	22,2	20,8	337,3	364,0
11	0	0	-1	31,3	22,2	16,2	303,9	253,6
12	0	1	0	31,3	22,8	18,5	458,8	311,7
13	0	-1	0	31,3	12,7	18,5	241,5	258,1
14	1	0	0	38,2	22,2	18,5	457,9	426,5
15	-1	0	0	24,4	22,2	18,5	232,3	191,0
16	-1	-1	0	24,4	12,7	18,5	170,2	154,6
17	1	1	0	38,2	38,8	16,2	611,8	529,9
18	-1	0	-1	24,4	22,2	16,2	221,6	135,1
19	1	0	1	38,2	22,2	20,8	484,6	481,0
20	-1	1	0	24,4	38,8	18,5	340,8	254,6
21	0	1	1	31,3	38,8	20,8	475,4	408,1
22	1	0	-1	38,2	22,2	16,2	431,3	372,0
23	1	-1	0	38,2	12,7	18,5	354,7	361,6
24	-1	0	1	24,4	22,2	20,8	243,0	247,0
25	0	1	-1	31,3	38,8	16,2	442,1	386,5
26	0	-1	1	31,3	12,7	20,8	258,2	338,7
27	0	-1	-1	31,3	21,6	16,2	224,8	249,1

**Таблиця 6.2 – Значення та розмірність коефіцієнтів
апроксимуючого поліному**

№ п/п	Коефіцієнт	Одиниця виміру	Значення
1	b_0	кПа	308,77
2	b_1	кПа	112,02
3	b_2	-	71,31
4	b_3	м	-9,65
5	b_{11}	кПа	39,31
6	b_{22}	1/кПа	-22,46
7	b_{33}	кПа/м ²	14,76
8	b_{12}	-	19,61
9	b_{13}	м	-0,75
10	b_{23}	м ³ /кН	-34,9

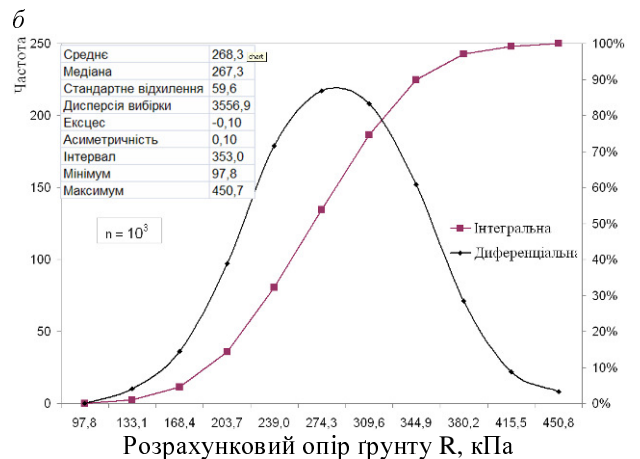
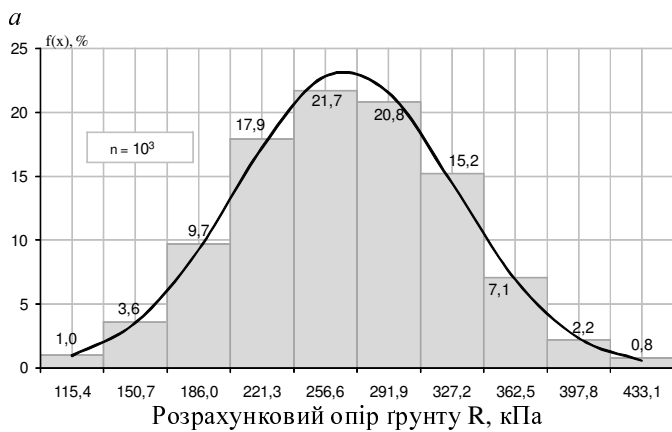


Рис. 6.3 – Експериментальна гістограма й графік аналітичного розподілу розрахункового опору ґрунту R (а) та графіки диференціальної та інтегральної функції його розподілу (б), отриманого за допомогою апроксимуючого поліному (4.12) при статистичному моделюванні: n – кількість ітерацій функції випадкових аргументів

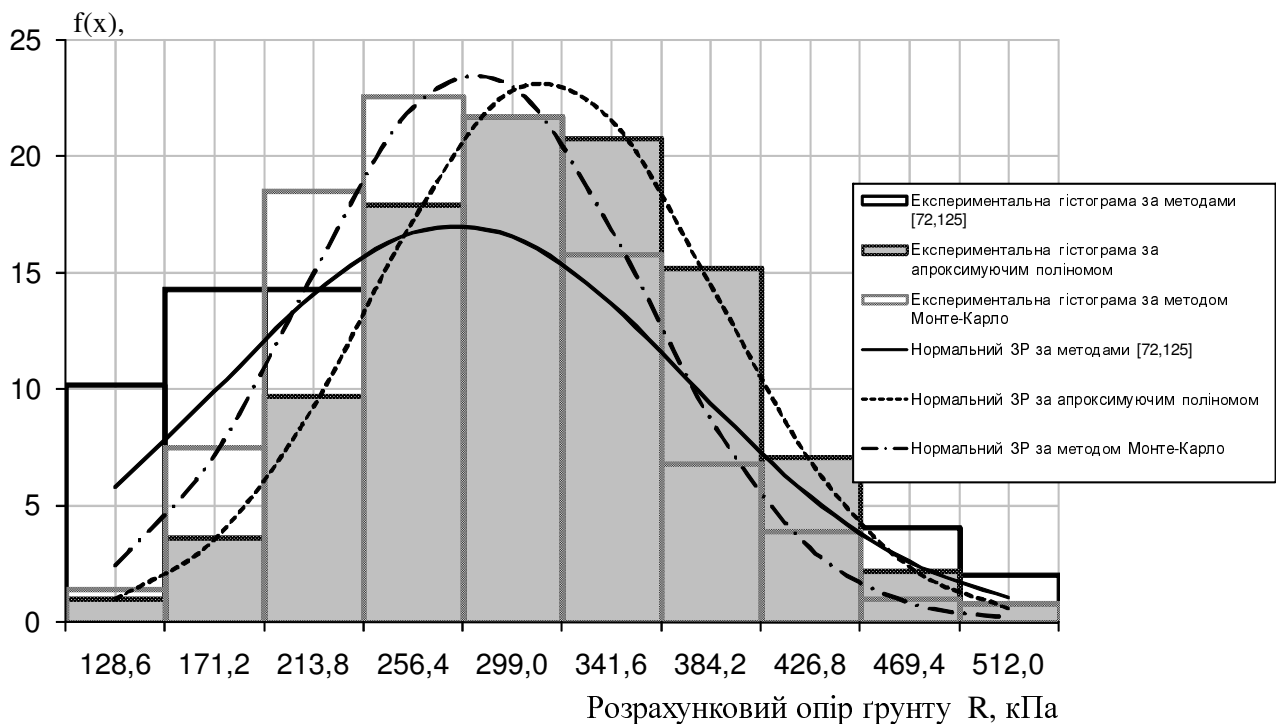


Рис. 6.4 – Узагальнені результати статистичного моделювання функції випадкових аргументів розрахункового опору ґрунту R

За чисельною величиною функції визначають інтервал, куди вона попадає. В цей інтервал додається ймовірність, з якою ця функція реалізувалась. Таким чином, кожний інтервал є лічильником ймовірностей. Отримана гістограма може бути використана для пошуку найкращого типу статистичного розподілу.

Результати пошуку функції випадкових аргументів за методами [193] наведені на рис. 6.4. У табл. 6.3 подані результати розрахунків статистичних параметрів (математичного очікування, стандарту, середнього квадратичного відхилення, коефіцієнта варіації, ексцесу, асиметрії тощо) дослідної функції випадкових аргументів (розрахункового опору ґрунту R). Узагальнена графічна інтерпретацій даного аналітичного експерименту подана на рис. 6.4.

Порівняння результатів, наведених у табл. 6.3, свідчить про досить непогану збіжність не тільки середнього, але й середньоквадратичного відхилення, асиметрії, ексцесу, мінімальних і максимальних значень. Дещо відрізняються величини, отримані за методами [193], що можна пояснити відносно невеликою вибіркою (490 ВВ порівняно з 1000).

Таблиця 6.3 – Порівняльний аналіз статистичних характеристик розрахункового опору ущільненого ґрунту подушок

№ п/п	Найменування характеристики	Моделювання за апроксимуючим поліномом	Моделювання методом Монте-Карло	Моделювання методами [193]
1	Математичне сподівання, кПа	268,3	273,5	276,2
2	Стандарт, кПа	59,6	59,6	102,8
3	Коефіцієнт варіації, %	22,2	21,8	36,3
4	Асиметрія	0,10	0,10	0,45
5	Ексцес	-0,10	-0,10	-0,49
6	Центральний момент третього порядку	-13474	84614	401453
7	Центральний момент третього порядку	$4,3 \cdot 10^7$	$3,4 \cdot 10^7$	$2,3 \cdot 10^8$
8	Медіана, кПа	267,3	269,2	269,5
9	Мінімум, кПа	97,8	97,8	107,3
10	Максимум, кПа	450,7	450,7	533,5

Таким чином, розподіл функції випадкових аргументів розрахункового опору ґрунту коректно апроксимується нормальним законом Гауса. Коефіцієнт варіації при цьому склав $v = 21,8 - 36,3\%$.

6.1.3. Визначення ймовірності меж застосування моделі основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору

Згідно з п. 6.1.1 для розподілу ВВ додаткового тиску під подошвою фундаменту p_0 використовується нормальний закон Гауса. При цьому для вирішення поставленої задачі з детермінованими даними, що наведені у п. 6.1.2, прийняті наступні статистичні характеристики додаткового тиску під подошвою фундаменту p_0 : коефіцієнт варіації $v_p = 0,10$, математичне очікування $p_{\text{сер}} = R_{\text{сер}}$; стандарт $\sigma_p = 27,4$ кПа.

За аналітичними дослідженнями функції випадкових аргументів розрахункового опору ґрунту R (п. 6.1.2) було встановлено, що вона розподіляється за нормальним законом з наступними параметрами: коефіцієнт варіації $v_p = 0,22$, математичне очікування $R_{\text{сер}} = 274$ кПа; стандарт $\sigma = 60$ кПа.

Згідно з теорією ймовірності при композиції нормальних ЗР в основі буде також нормальний розподіл, при цьому математичні очікування й дисперсії додаються (6.13):

$$\begin{cases} f(R) = \frac{1}{\sigma_R \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(R - \bar{R})^2}{2\sigma_R^2}\right) \\ f(p) = \frac{1}{\sigma_p \sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{(p - \bar{p})^2}{2\sigma_p^2}\right) \end{cases} \Rightarrow f(Q) = \frac{1}{\sqrt{2\pi} \cdot \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_p^2}} \exp\left(-\frac{(Q - (\bar{R} - \bar{p}))^2}{2(\sigma_R^2 + \sigma_p^2)}\right). \quad (6.13)$$

Тобто, маємо нормальний ЗР з наступними параметрами: математичне очікування $Q_{\text{сер}} = 0$; стандарт $\sigma_Q = 66$ кПа. Звідси можливо отримати ймовірність меж застосування моделі основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору: $P(Q) = 0,5 - \Phi(\gamma)$, де $\gamma = \bar{Q} / \sigma_Q = 0$ – число стандартів в інтервалі $Q = 0$ до $Q = Q_{\text{сер}}$; $\Phi(\gamma) = \Phi(0) = 0$ – інтеграл ймовірностей.

Отже, ймовірність меж застосування моделі основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору залежить від прийнятої величини тиску на неї та коливається у межах $P(Q) = 0,139 \dots 0,793$. Це означає, що від 14% до 79% ВВ деформацій основи фундаментів пластичні, і відповідно 86 – 21% – пружні.

Це дозволяє зробити висновок, що при нормативному підході до визначення осідань фундаментів не можна застосовувати лише лінійний підхід навіть у разі дотримання вимоги не перевищення тиску під подошвою фундаменту розрахункового опору основи, оскільки за рахунок неоднорідності її фізико-механічних характеристик у ґрунтовому масиві існує ймовірність одночасного розвитку як пружних, так і пластичних деформацій.

6.1.4. Представлення граничного опору ґрунту штучних основ як функції випадкових аргументі

Другим критичним тиском на ґрунт, як було розглянуто раніше (п. 6.1.1), вважають граничний тиск p_u , що відповідає повному використанню несучої здатності ґрунту і суцільному розвитку зон граничної рівноваги. Таким чином, навантаження, що відповідає p_u (6.14) призводить до повної втрати стійкості основи та є абсолютно неприпустимим для споруди.

$$p_u = N_\gamma b \gamma_1 + N_q d \gamma_1 + N_c c_1, \quad (6.14)$$

де $N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \text{tg} \varphi_1$; $N_q = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi_1/2) \cdot e^{\pi \text{tg} \varphi_1}$; $N_c = (N_q - 1) / \text{tg} \varphi_1$; γ_1 , c_1 , φ_1 – розрахункові значення питомої вага, питомого зчеплення і кута внутрішнього тертя ґрунту, що отримані при випробовуваннях за довірчою ймовірністю $\alpha = 0,95$.

Отже, граничний тиск p_u є функцією випадкових аргументів γ_1 , c_1 , φ_1 . Для статистичного моделювання з метою визначення параметрів й закону розподілу даної випадкової функції використана така ж методика як і у п. 6.1.2.

При використанні поліному другого ступеня (6.8) досліджувався вплив трьох факторів φ , c , γ на трьох рівнях (аналогічно до п. 6.1.2). У табл. 6.4 зведені значення фізико-механічних характеристик й отриманого за детермінованим та ймовірнісним обчисленням граничного опору ущільненого ґрунту.

Таблиця 6.4 – Значення фізико-механічних характеристик та граничного опору ущільненого ґрунту

№ досліду	Варійовані параметри						Граничний опір ґрунту p_u , кПа	Граничний опір ґрунту p_u , кПа
	Кодовані значення факторів			Натуральні значення факторів			детермінований розрахунок	розрахунок за апроксимуючим поліномом
	X_1	X_2	X_3	Кут внутрішнього тертя ґрунту φ (X_1), °	Питоме зчеплення ґрунту c (X_2), кПа	Питома вага ґрунту (X_3), кН/м ³		
							8	9
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	-1	-1	-1	24,4	12,7	16,2	376,9	422,7
2	1	-1	-1	38,2	12,7	16,2	1583,5	1583,3
3	-1	1	-1	24,4	38,8	16,2	1089,3	1099,1
4	1	1	-1	38,2	38,8	16,2	3455,5	3419,5
5	-1	-1	1	24,4	12,7	20,8	436,6	471,0
6	1	-1	1	38,2	12,7	20,8	1906,4	1895,0
7	-1	1	1	24,4	22,8	20,8	1148,9	1147,4
8	1	1	1	38,2	22,8	20,8	3778,5	3731,2
9	0	0	0	31,3	22,2	18,5	1140,5	1127,9
10	0	0	1	31,3	22,2	20,8	1207,9	1233,7
11	0	0	-1	31,3	22,2	16,2	1073,2	1053,7
12	0	1	0	31,3	22,8	18,5	1917,0	1991,9
13	0	-1	0	31,3	12,7	18,5	804,3	735,6
14	1	0	0	38,2	22,2	18,5	2310,6	2405,6
15	-1	0	0	24,4	22,2	18,5	622,0	533,4
16	-1	-1	0	24,4	12,7	18,5	406,7	431,1
17	1	1	0	38,2	38,8	16,2	3455,5	3419,5
18	-1	0	-1	24,4	22,2	16,2	592,2	525,0
19	1	0	1	38,2	22,2	20,8	2472,1	2577,2
20	-1	1	0	24,4	38,8	18,5	1119,1	1107,5
21	0	1	1	31,3	38,8	20,8	1984,3	2097,7
22	1	0	-1	38,2	22,2	16,2	2149,1	2265,5
23	1	-1	0	38,2	12,7	18,5	804,3	735,6
24	-1	0	1	24,4	22,2	20,8	651,8	573,3
25	0	1	-1	31,3	38,8	16,2	1849,6	1917,7
26	0	-1	1	31,3	12,7	20,8	871,7	841,4
27	0	-1	-1	31,3	21,6	16,2	737,0	661,4

У табл. 6.5 зведені значення та розмірність підібраних коефіцієнтів апроксимації. При цьому аналітичний вигляд поліному з кодованими і фізичними (натуральними) значеннями факторів записано відповідно як (6.15) і (6.16):

$$y = 1135,1 + 883,8x_1 + 393,3x_2 + 90x_3 + 332,6x_1^2 + 101,5x_2^2 + 6,8x_3^2 + 181,5x_1x_2 + 65,8x_1x_3; \quad (6.15)$$

$$y = 11592,6 - 532\varphi - 2790,6 \cdot \ln c - 137,3\gamma + 7\varphi^2 + 1,3\gamma^2 + 326\ln^2 c + 47,1\varphi \ln c - 4,1\gamma\varphi. \quad (6.16)$$

За підсумками апроксимації виконувалося статистичне моделювання (10^3 чисельних моделей), графічна інтерпретація якого подана на рис. 6.5.

За результатами статистичного моделювання за допомогою методів Монте-Карло (рис. 6.5), заміни змінних (чисельне інтегрування) [193] та перебору змінних (рис. 6.5) отримано функцію випадкових аргументів p_u . У табл. 6.6 наведені результати даних розрахунків, а узагальнена графічна інтерпретацій даного аналітичного експерименту подана на рис. 6.5.

Таблиця 6.5 – Значення та розмірність коефіцієнтів апроксимуючого поліному

№ п/п	Коефіцієнт	Одиниця виміру	Значення
1	b_0	кПа	1135,09
2	b_1	кПа	883,82
3	b_2	-	393,28
4	b_3	м	89,99
5	b_{11}	кПа	332,58
6	b_{22}	1/кПа	101,53
7	b_{33}	кПа/м ²	6,79
8	b_{12}	-	181,53
9	b_{13}	м	65,84
10	b_{23}	м ³ /кН	0

Таблиця 6.6 – Порівняльний аналіз статистичних характеристик граничного опору ущільненого ґрунту подушок

№ п/п	Найменування характеристики	Моделювання за апроксимуючим поліномом	Моделювання методом Монте-Карло	Моделювання методами [282]
1	Математичне сподівання, кПа	1208,5	1606,3	1660
2	Стандарт, кПа	442,3	550,3	621,1
3	Коефіцієнт варіації, %	36,6	34,4	37,5
4	Асиметрія	0,65	0,52	0,41
5	Екссес	-0,22	-0,39	-0,87
6	Центральний момент третього порядку	$5,6 \cdot 10^7$	$8,4 \cdot 10^7$	$9,1 \cdot 10^7$
7	Центральний момент третього порядку	$1,1 \cdot 10^{11}$	$2,4 \cdot 10^{11}$	$3,1 \cdot 10^{11}$
8	Медіана, кПа	1146,4	1522,2	1558,8
9	Мінімум, кПа	473,6	354,5	666,1
10	Максимум, кПа	2552,5	3056,1	2986,3

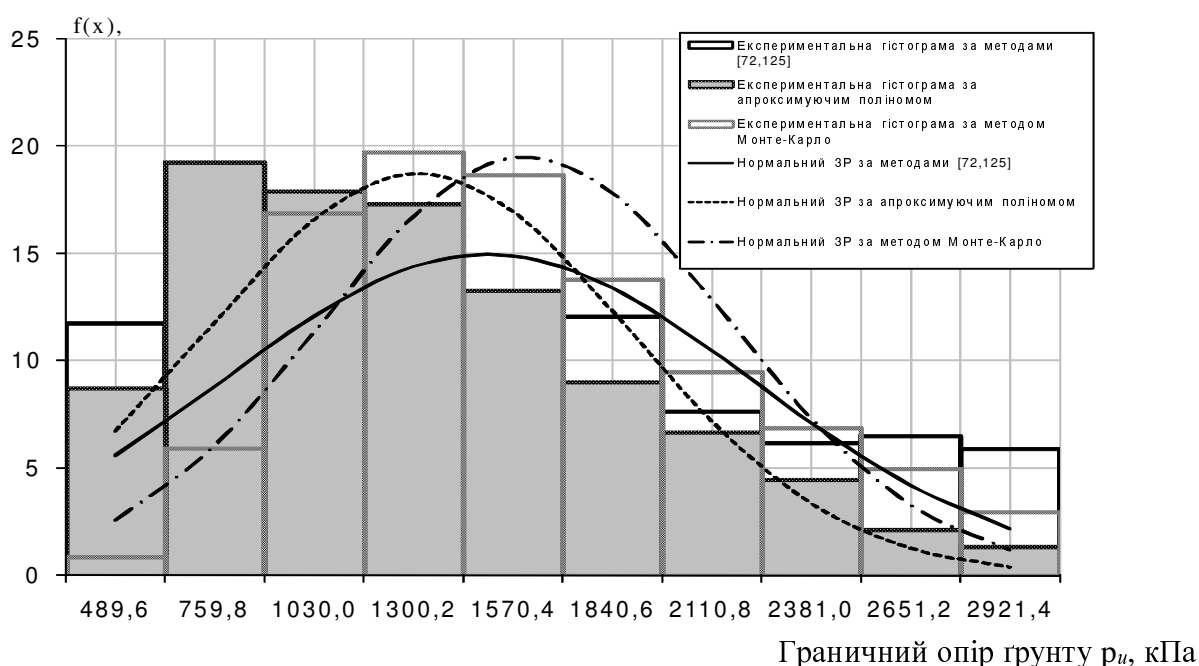


Рис. 6.5 – Узагальнені результати статистичного моделювання функції випадкових аргументів граничного опору ґрунту p_u

Таким чином, можна зробити певні узагальнення. Розподіл функції випадкових аргументів граничного опору ущільненого ґрунту коректно апроксимується нормальним і логарифмічно нормальним законами. При цьому коефіцієнт варіації ВВ даного параметру склав $v=34,4 - 37,5\%$.

6.2. Імовірнісний розрахунок штучних основ за деформаціями

6.2.1. Дослідження осідання фундаменту на ґрунтовій подушці в лінійній стадії як функції випадкових аргументів

Згідно з нормами [96] осідання фундаменту при використанні основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору розраховують за формулою (6.17), а при відсутності явища розущільнення ґрунту дна котловану та при його глибині менше 5 м ця формула модифікується в (6.18).

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,i} - \sigma_{z\gamma,i})h_i}{E_i} + \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{z\gamma,i}h_i}{E_{e,i}} ; \quad (6.17)$$

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i}h_i}{E_i} . \quad (6.18)$$

Розглянемо спочатку випадок, коли ґрунтова подушка є одношаровою. Тоді формула (6.18) буде мати наступний вигляд:

$$S = \frac{0,16p_0b \sum \alpha}{E} . \quad (6.19)$$

ВВ у формулі (6.19) є параметри p_0 і E , а їх мінливість визначатиме змінність осідання. Для нелінійної залежності (6.19) у результаті її лінеаризації за (6.3) стандарт осідання σ_S виражається формулою (6.20):

$$\sigma_S = \sqrt{\left(\frac{\partial S}{\partial p_0}\right)^2 \sigma_{p_0}^2 + \left(\frac{\partial S}{\partial E}\right)^2 \sigma_E^2} ; \quad (6.20)$$

$$\frac{\partial S}{\partial p_0} = \frac{0,16b \sum \alpha}{E} ; \quad \frac{\partial S}{\partial E} = -\frac{0,16p_0b \sum \alpha}{E^2} = -\frac{S}{E} . \quad (6.21)$$

Після розрахунків за виразом (6.20) із використанням рівняння (6.21), детермінованих даних (п. 6.1.2) ($b = 1,0$ м, середній тиск під його подошвою $p_0 = 274$ кПа, модуль деформації $E = 19$ МПа ($\ln E = 2,93$ МПа); $\sum \alpha = 2,9$), експериментально отриманих даних статистичних параметрів модуля деформації ущільненого ґрунту в п. 3.3.2 ($\sigma_E = 6,42$ МПа ($\sigma_{\ln E} = 0,332$ МПа); $v_E = 0,33$) й тиску під подошвою фундаменту в п. 6.1.3 ($\sigma_{p_0} = 27,4$ кПа; $v_{p_0} = 0,1$) отримаємо $\sigma_S = 2,2$ мм, $S_{\text{сер}} = 6,7$ мм, тоді $v_s = \sigma_S/S_{\text{сер}} = 0,33$.

Схема ймовірнісного розрахунку осідання фундаменту на одношаровій подушці в лінійній стадії деформування основи наведена на рис. 6.6.

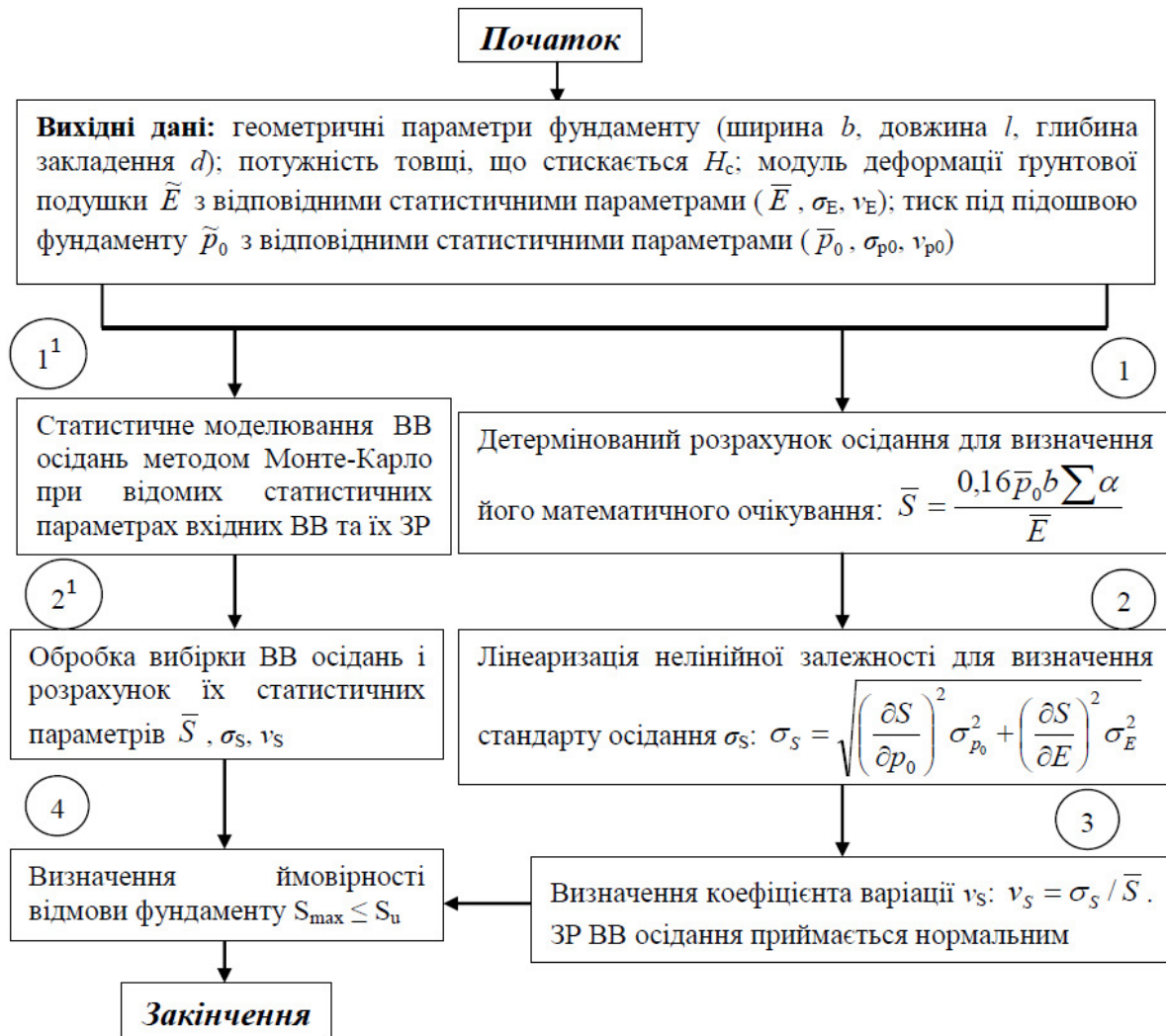


Рис. 6.6 – Блок-схема ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці в лінійній стадії деформування основи

Функція випадкових аргументів осідання досліджувалася статистичним моделюванням методом Монте-Карло (рис. 6.7). Кількість випробовувань призначалась 10^4 . При цьому отримані наступні статистичні параметри: $\sigma_s=2,7$ мм, $S_{\text{сер}}=7,2$ мм, – тоді $\nu_s=0,37$. Отже, результати лінеаризації та статистичного моделювання добре узгоджуються.

Таким чином, розподіл функції випадкових аргументів осідання фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці близький до нормального (рис. 6.7). На коефіцієнт варіації осідання фундаменту ν_s на одношаровій подушці більше впливає змінність значень модуля деформації, оскільки $\nu_s \approx \nu_E$. Тому в подальших дослідженнях при лінеаризації нелінійної залежності осідання штучної основи змінністю значень тиску під подошвою фундаменту можливо знехтувати, що, до речі, підтверджується також дослідженнями О.І. Ігнатової [80].

Якщо ж ґрунтова подушка є багатошаровою, то ґрунт її шарів – ущільнений до різного ступеня. При цьому в їх межах значення фізико-механічних характеристик підкоряються експериментально установленим законам розподілу, але мають різні математичні очікування. Згідно з дослідженнями (п. 3.3.2, табл. 3.10) для статистичних параметрів ВВ модуля деформації E також впливовим фактором є тиск, який виникає в межах шару від зовнішнього тиску. Товщина h кожного шару подушки також є ВВ з відповідними параметрами розподілу, що встановлено у п. 3.2.2. Отже, для середнього квадратичного відхилення осідання фундаменту σ_s на багатошаровій штучній основі з урахуванням випадкової змінності товщини шарів h і модуля деформації E ущільненого ґрунту формула (6.20) з урахуванням (6.4) матиме вигляд:

$$\sigma_s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial S}{\partial E_i} \right)^2 \sigma_E^2 + \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial S}{\partial h_i} \right)^2 \sigma_{h_i}^2 + 2 \sum_{i=j} \left(\frac{\partial S}{\partial h_i} \right) \left(\frac{\partial S}{\partial h_j} \right) k_{h_i h_j}}, \quad (6.22)$$

де h_i – середня товщина i -го шару; σ_{h_i} – середнє квадратичне відхилення товщини i -го шару; $k_{h_i h_j}$ – кореляційний момент h_i і h_j , оскільки зміна значення товщини конкретного шару викликає строго визначену зміну іншого $H_c = \sum h_i$ (де H_c – потужність товщі, що стискається).

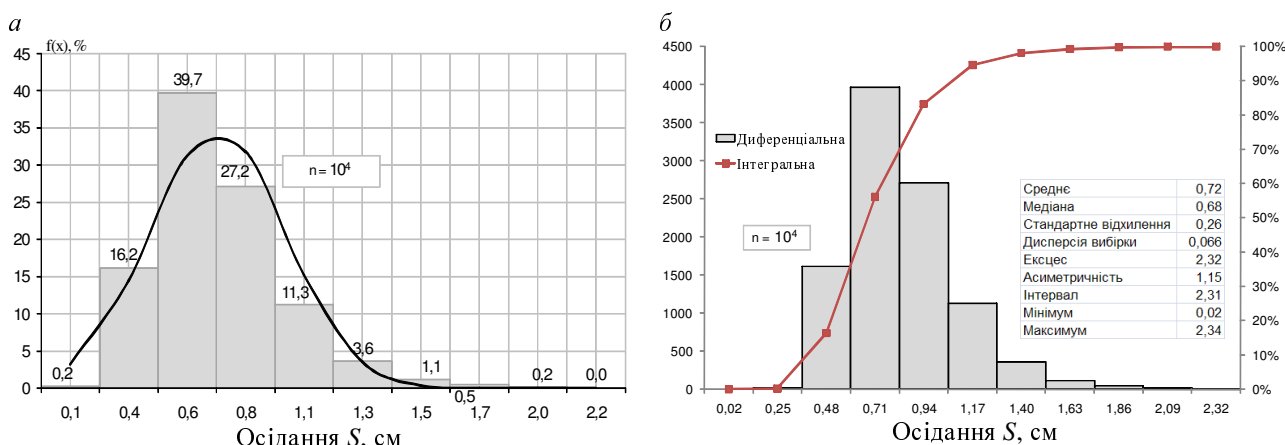


Рис. 6.7 – Експериментальна гістограма, графіки диференціальної та інтегральної функції розподілу осідання фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці в лінійній стадії деформування основи: а – експериментальна гістограма й графік аналітичного розподілу; б – аналітичний графік інтегральної та гістограма диференціальної функції розподілу; n – кількість ітерацій функції випадкових аргументів

Для визначення величини $\partial S / \partial h_i$ слід вираз (6.18) записати таким чином, щоб у ній товщини шарів h_i були в явному вигляді. Це можливо виконати, якщо ешюру напружень під фундаментом замінити в межах кожного шару рівновеликими за площею трапеціями з висотами h_i [80]. Тоді (6.18) матиме вигляд:

$$S = \beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i (\sigma_{zp,hi}^6 + \sigma_{zp,hi}^H)}{2E_i}, \quad (6.23)$$

де $\sigma_{zp,hi}^e, \sigma_{zp,hi}^h$ – напруження на межі трапеції для i -го шару.

Тоді похідна $\partial S/\partial h$ складає:

$$\frac{\partial S}{\partial h} = \beta \sum_{i=1}^n \frac{(\sigma_{zp,hi}^e + \sigma_{zp,hi}^h)}{2E_i} = \sum_{i=1}^n \frac{S_i}{h_i}, \quad (6.24)$$

де S_i – осідання i -го шару.

Отже, із використанням (6.21) і (6.24) формула (6.22) для визначення середнього квадратичного відхилення осідання на багат шаровій штучній основі з урахуванням змінності товщини шарів і модуля деформації набуває вигляд:

$$\sigma_s = \sqrt{\sum_{i=1}^n \left(\frac{S_i}{E_i}\right)^2 \sigma_E^2 + \sum_{i=1}^n \left(\frac{S_i}{h_i}\right)^2 \sigma_{h_i}^2 + 2 \sum_{i=j} \left(\frac{S_i}{h_i}\right) \left(\frac{S_j}{h_j}\right) k_{h_i h_j}}. \quad (6.25)$$

Для розрахунків середнього квадратичного відхилення осідання на багат шаровій штучній основі з урахуванням змінності товщини шарів і модуля деформації за виразом (6.25) використані наступні детерміновані дані й експериментально отримані статистичні параметри (п. 6.1). Подушка складена з 7 ущільнених шарів мілкого піску, що мають різний ступінь ущільнення. Приймаємо квадратний фундамент зі стороною $b=1,0$ м. Середній тиск під його подошвою $p_0=274$ кПа. Статистичні параметри ВВ модуля деформації (п. 3.3.2, табл. 3.10) для інтервалів тиску 0,2...0,3 МПа: $\sigma_{E1}=6,42$ МПа; $\nu_{E1}=0,33$; $E_{1\text{сеп}}=19$ МПа; $\sigma_{E2}=4,95$ МПа; $\nu_{E2}=0,33$; $E_{2\text{сеп}}=15$ МПа; для 0,1...0,2 МПа: $\sigma_{E3}=4,45$ МПа; $\nu_{E3}=0,35$, $E_{3\text{сеп}}=12$ МПа; для 0,05...0,1 МПа: $\sigma_{E4}=4,1$ МПа, $\nu_{E4}=0,41$, $E_{4\text{сеп}}=10$ МПа; для 0...0,05 МПа: $\sigma_{E5}=4,66$ МПа, $\nu_{E5}=0,55$, $E_{5\text{сеп}}=8$ МПа, $\sigma_{E6}=\sigma_{E7}=3,85$ МПа, $\nu_{E6}=\nu_{E7}=0,55$, $E_{6\text{сеп}}=E_{7\text{сеп}}=7$ МПа.

Суми табличних коефіцієнтів α у межах товщі, що стискається, які характеризують розподіл вертикальних напружень за глибиною основи складають відповідно $\Sigma\alpha_1=0,9$; $\Sigma\alpha_2=0,62$; $\Sigma\alpha_3=0,35$; $\Sigma\alpha_4=0,21$; $\Sigma\alpha_5=0,13$; $\Sigma\alpha_6=0,09$; $\Sigma\alpha_7=0,7$. Статистичні параметри ВВ товщини шарів (табл. 3.4): $\sigma_{h1}=\dots=\sigma_{h5}=6$ см, $\nu_{h1}=\dots=\nu_{h5}=0,15$, $h_{1\text{сеп}}=\dots=h_{7\text{сеп}}=40$ см; $\sigma_{h6}=\sigma_{h7}=10$ см, $\nu_{h6}=\nu_{h7}=0,26$. Значення осідань i -го шару S_i знаходять у процесі розрахунку загального осідання. У результаті отримаємо $\sigma_s=4,6$ мм, $S_{\text{сеп}}=20,7$ мм. Тоді $\nu_s=\sigma_s/S_{\text{сеп}}=0,22$.

Згідно з дослідженнями модуля деформації ґрунту E подушки (п. 3.3.2) встановлено, що його розподіл краще описується логарифмічно нормальним законом. При цьому ВВ модуля деформації E отримано за допомогою генератору випадкових чисел, використовуючи експериментально отримані параметри табл. 3.10. Зокрема, для інтервалів тиску 0,2...0,3 МПа: $\sigma_{\ln E1}=0,332$ МПа; $\nu_{\ln E1}=0,113$; $\ln E1=2,93$ МПа; $\sigma_{\ln E2}=0,338$ МПа; $\nu_{\ln E2}=0,13$; $\ln E2=2,7$ МПа; для 0,1...0,2 МПа: $\sigma_{\ln E3}=0,41$ МПа; $\nu_{\ln E3}=0,165$; $\ln E3=2,48$ МПа; для 0,05...0,1 МПа: $\sigma_{\ln E4}=0,38$ МПа; $\nu_{\ln E4}=0,165$; $\ln E4=2,3$ МПа; для 0...0,05 МПа: $\sigma_{\ln E5}=0,235$ МПа; $\nu_{\ln E5}=0,235$; $\ln E5=2,08$ МПа; $\sigma_{\ln E6}=\sigma_{\ln E7}=0,457$ МПа; $\nu_{\ln E6}=\nu_{\ln E7}=0,23$; $\ln E6=\ln E7=1,95$ МПа. Для отримання статистичних параметрів осідання багат шарової подушки виконувалося також статистичне

моделювання методом Монте-Карло (рис. 6.8). Кількість випробовувань призначалась 10^4 . При цьому отримані наступні результати: $\sigma_s=3,3$ мм, $S_{\text{сер}}=17$ мм, тоді $\nu_s=0,19$. ЗР також близький до нормального (рис. 6.8). Блок-схема імовірнісного розрахунку осідання фундаменту на багат шаровій подушці у лінійній стадії деформування основи наведено на рис. 6.9.

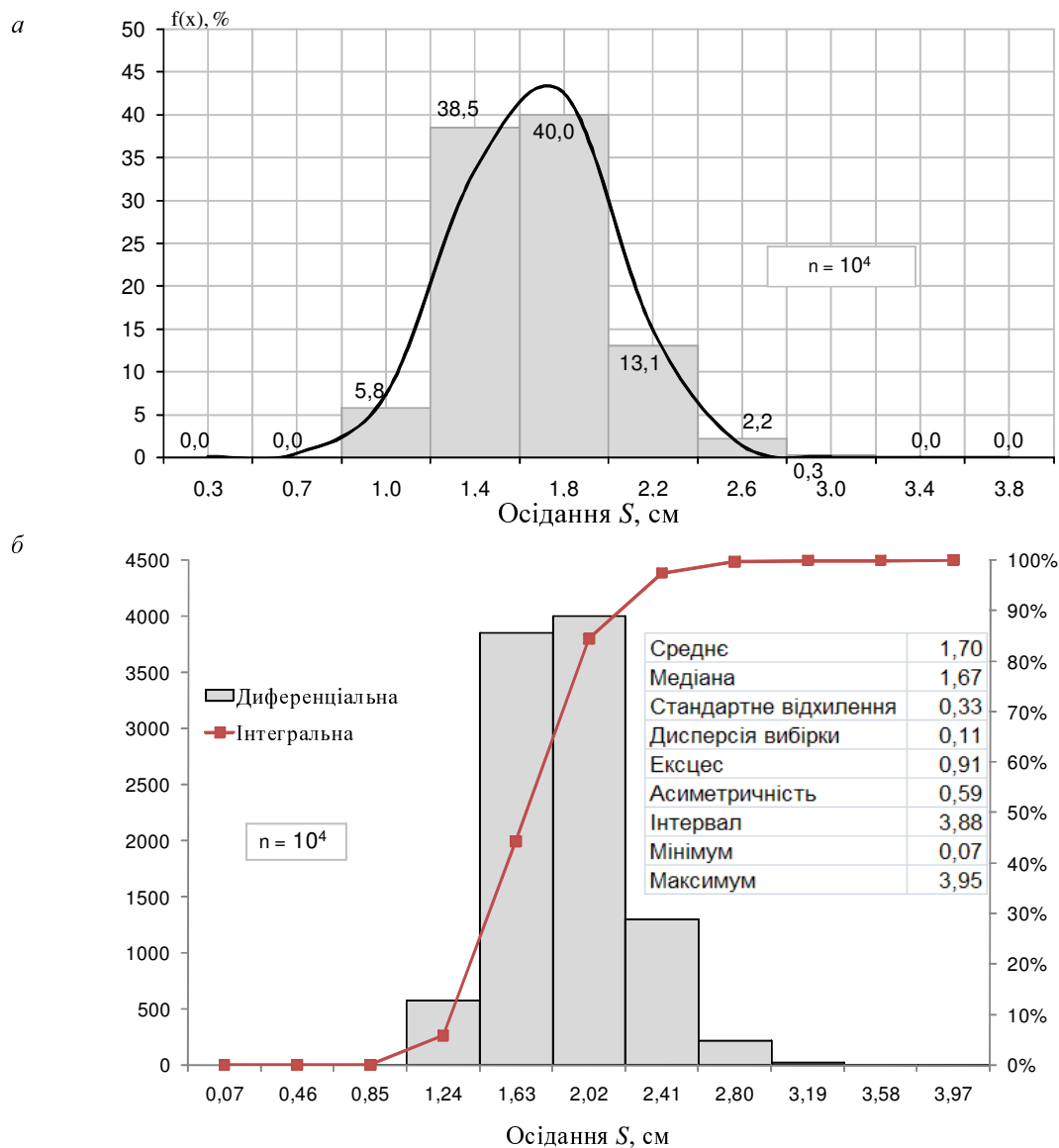


Рис. 6.8 – Експериментальна гістограма, графіки диференціальної та інтегральної функції розподілу осідання фундаменту на багат шаровій ґрунтовій подушці в лінійній стадії деформування основи: *a* – експериментальна гістограма й графік аналітичного розподілу; *б* – графік інтегральної та гістограма диференціальної функції розподілу; n – кількість ітерацій функції випадкових аргументів

Отже, для багат шарової ґрунтової подушки значення коефіцієнта варіації осідання ν_s менше, ніж для одно шарової, хоча математичне очікування осідання – у 3,1 рази більше. Зменшення коефіцієнта варіації осідання ν_s для багат шарової подушки можливо пояснити тим, що це значення є результатом складання великої кількості випадкових мінливостей осідання в окремих шарах, які взаємно перекриваються.

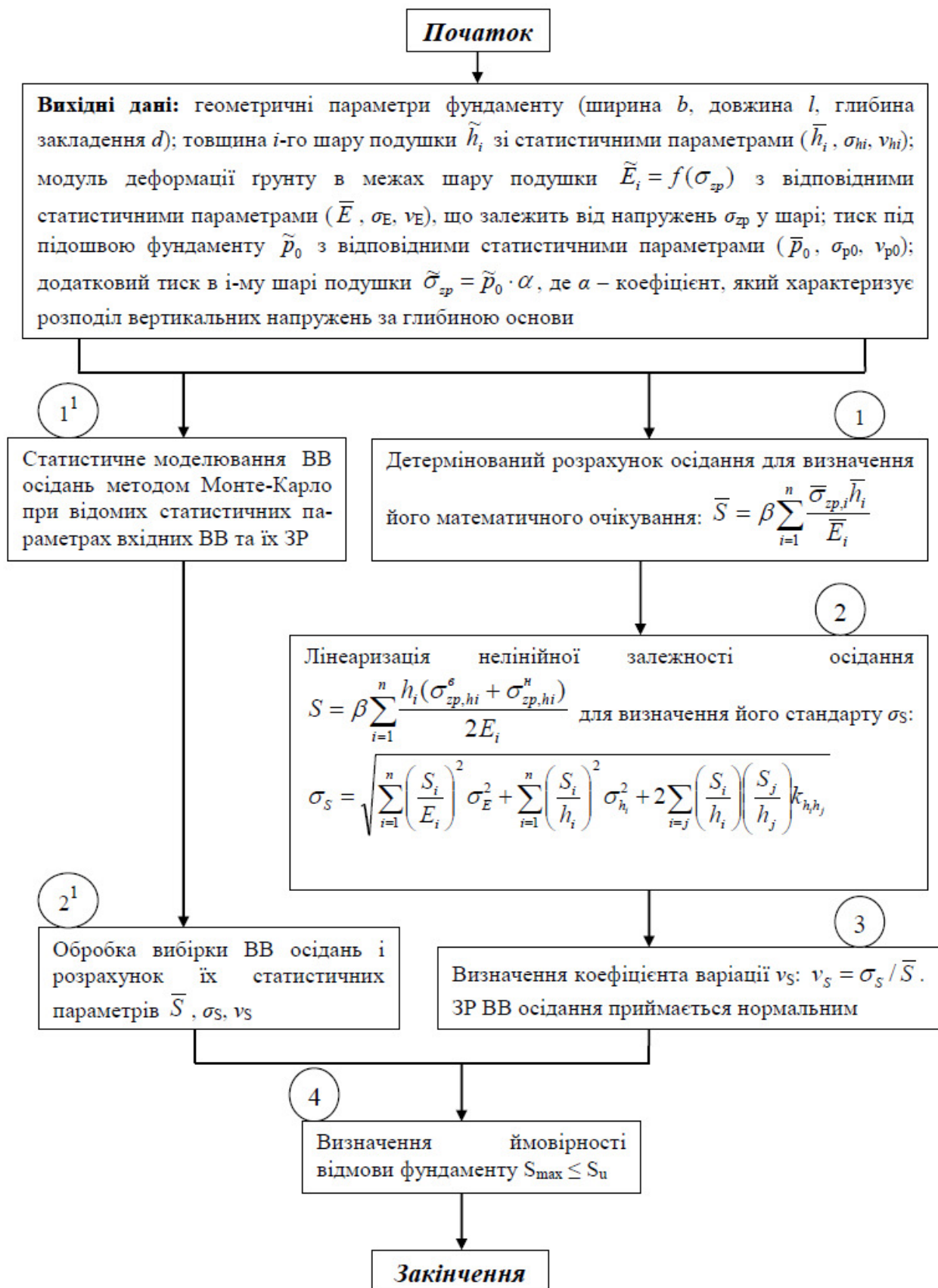


Рис. 6.9 – Блок-схема ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на багат шаровій ґрунтовій подушці в лінійній стадії деформування основи

Також коефіцієнт варіації осідання ν_S збільшується з підвищенням неоднорідності нашарувань (зі збільшенням σ_h). Величини ν_S залежать також від

товщини шарів h і співвідношень модулів деформацій E у них. При цьому v_s завжди більший, якщо верхні шари більш стисливі ($E_1 < E_2$) порівняно з підстильними. Збільшуються величини v_s також при зростанні співвідношення E_1 і E_2 . Ці узагальнення підтверджують, що характер змінності осідань фундаментів на штучній основі такий же як і на природній [80].

Проведені дослідження дозволяють також зробити висновок, що спосіб зведення подушки, запропонований проф. М.В. Корнієнко (п. 1.4.6), дозволить зменшити змінність осідання фундаменту на ній при дотриманні вимог не перевищення середніх осідань за їх гранично допустимі величини.

6.2.2. Дослідження осідання фундаменту на ґрунтовій подушці в нелінійній стадії деформування як функції випадкових аргументів

Згідно з нормами [96] осідання фундаменту в нелінійній стадії деформування ґрунту розраховують за формулою (6.26).

$$S_p = S_R \cdot \left[1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(R - \sigma_{zg0}) \cdot (p_u - p)} \right], \quad (6.26)$$

де S_R , S_p – відповідно осідання основи при тискові під подошвою фундаменту p , що дорівнює розрахунковому опорі ґрунту R і при тискові $p > R$; p_u – граничний опір ґрунту основи; σ_{zg0} – вертикальний тиск від власної ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту.

ВВ у виразі (6.26) є p , p_u , R , S_R і σ_{zg0} . Причому ВВ p_u і R – взаємозалежні чинники, бо функціонально залежать від фізико-механічних характеристик ущільненого ґрунту $p_u = f(\varphi, c, \gamma)$, $R = f(\varphi, c, \gamma)$. Мінливість цих параметрів визначає змінність осідання. Для нелінійної залежності (6.26) при її лінеаризації за (6.3) стандарт осідання σ_{SR} виражається формулою (6.27):

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \sqrt{\left(\frac{\partial S_p}{\partial p}\right)^2 \sigma_p^2 + \left(\frac{\partial S_p}{\partial p_u}\right)^2 \sigma_{p_u}^2 + \left(\frac{\partial S_p}{\partial R}\right)^2 \sigma_R^2 + \left(\frac{\partial S_p}{\partial S_R}\right)^2 \sigma_{S_R}^2 + \left(\frac{\partial S_p}{\partial \sigma_{zg0}}\right)^2 \sigma_{\sigma_{zg0}}^2 + 2 \frac{\partial S_p}{\partial R} \cdot \frac{\partial S_p}{\partial p_u}}, \quad (6.27) \\ \frac{\partial S_p}{\partial p} &= S_R \left(\frac{(p_u - R)(1 - R)(R - \sigma_{zg0})(p_u - p) - (R - \sigma_{zg0})(p_u - 1)(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg0})^2 (p_u - p)^2} \right); \\ \frac{\partial S_p}{\partial p_u} &= S_R \left(\frac{(1 - R)(p - R)(R - \sigma_{zg0})(p_u - p) - (p_u - R)(p - R)(R - \sigma_{zg0})(1 - p)}{(R - \sigma_{zg0})^2 (p_u - p)^2} \right); \\ \frac{\partial S_p}{\partial R} &= S_R \left(\frac{((p_u - 1)(p - R) + (p_u - R)(p - 1))(R - \sigma_{zg0})(p_u - p) - (1 - \sigma_{zg0})(p_u - p)(p_u - R)(p - R)}{(R - \sigma_{zg0})^2 (p_u - p)^2} \right); \\ \frac{\partial S_p}{\partial S_R} &= 1 + \frac{(p_u - R) \cdot (p - R)}{(R - \sigma_{zg0}) \cdot (p_u - p)}; \end{aligned} \quad (6.28)$$

$$\frac{\partial S_p}{\partial \sigma_{zg0}} = S_R \left(\frac{-(p_u - R)(p - R)(R - 1)(p_u - p)}{(R - \sigma_{zg0})^2 (p_u - p)^2} \right).$$

Після розрахунків за формулою (6.27) з використанням рівнянь (6.28), детермінованих даних для багатошарової подушки (п. 6.2.1) ($d = 1,0$ м, $b = 1,0$ м), середній тиск під його підшовою $p = 400$ кПа, $\sigma_p = 40$ кПа, $\nu_p = 0,1$, аналітично отриманих даних статистичних параметрів осідання S_R (п. 6.2.1) ($S_R = 20,7$ мм, $\sigma_S = 4,6$ мм; $\nu_S = 0,22$), розрахункового R (п. 6.1.2) ($R = 274$ кПа; $\sigma_R = 68,5$ кПа; $\nu_R = 0,25$) і граничного p_u (п. 6.1.4) ($p_u = 1600$ кПа; $\sigma_{pu} = 560$ кПа; $\nu_{pu} = 0,35$) опорів ущільненого ґрунту і вертикального тиску від власної ваги ґрунту на рівні підшви фундаменту σ_{zg0} (глибина закладення і площа фундаменту вважалися постійними, питома вага ґрунту $\gamma - ВВ$ із параметрами п. 3.3.1, табл. 3.8) ($\gamma = 18,9$ кН/м³; $\sigma_\gamma = 0,9$ кН/м³ \rightarrow $\sigma_{zg0} = 18,9$ кПа; $\sigma_{\sigma_{zg0}} = 0,9$ кПа; $\nu_{\sigma_{zg0}} = 0,047$) отримано: $\sigma_S = 12,6$ мм; $S_{сер} = 32$ мм, – тоді $\nu_S = \sigma_S/S_{сер} = 0,39$.

Аналогічно до п. 6.2.1 та ймовірнісного розрахунку осідання фундаменту на багатошаровій подушці в нелінійній стадії визначено статистичні параметри осідання на одношаровій штучній основі. Таким чином, отримано: $\sigma_S = 4$ мм; $S_{сер} = 15,9$ мм, – тоді $\nu_S = \sigma_S/S_{сер} = 0,25$. Блок-схеми ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на одно- і багатошаровій подушках у нелінійній стадії деформування основи зображені відповідно на рис. 6.10 і рис. 6.11.

Отже, коефіцієнт варіації осідання фундаменту ν_S на ґрунтовій подушці в нелінійній стадії більший, ніж у лінійній. Це значення також зростає зі збільшенням тиску під підшовою фундаменту.

6.2.3. Дослідження осідання фундаменту на ґрунтовій подушці в лінійній і нелінійній стадіях як функції випадкових аргументів

Підхід для визначення статистичних параметрів осідання фундаменту на подушці, що викладений у пп. 6.2.1 і п. 6.2.2, не дає змоги розрахувати їх точні значення, оскільки як було показано у пп. 6.1.1 і 6.1.3 у ґрунті існує ймовірність розвитку як пружних, так і пластичних деформацій при його завантаженні навіть при не перевищенні середнього значення тиску під підшовою фундаменту за середнє значення розрахункового опору ґрунту при детермінованому підході. Цю задачу можливо вирішити, використовуючи статистичне моделювання методом Монте-Карло. При цьому межа застосування моделі основи у вигляді лінійно-деформованого півпростору приймається випадковою.

Використаємо детерміновані дані й статистичні параметри ВВ характеристик одно- і багатошарової подушок такі ж як і у пп. 6.2.1 і 6.2.2. Методики ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на одно- і багатошаровій подушках у разі випадковості настання лінійної та нелінійній стадій деформування штучної основи схематично зображені відповідно на рис. 6.12 і рис. 6.13.

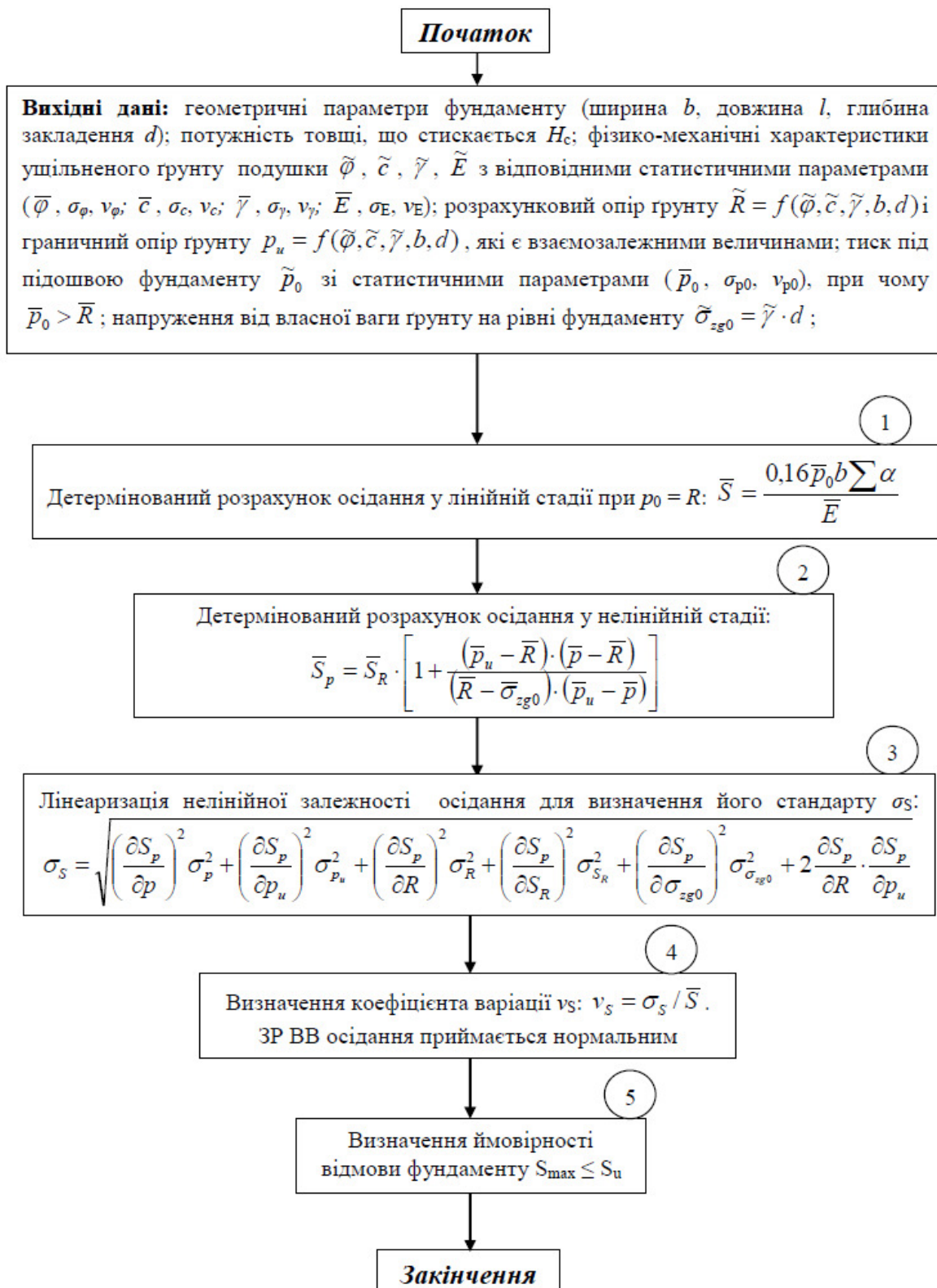


Рис. 6.10 – Блок-схема ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці в нелінійній стадії деформування основи

Результати статистичного моделювання випадкової функції осідання фундаменту на одношаровій подушці наведені на рис. 6.14, а на багатошаровій – на рис. 6.15. Зокрема, для одношарової подушки отримано: $\sigma_S = 3,9$ мм; $S_{\text{сеп}} = 8,3$ мм, – тоді $\nu_S = \sigma_S / S_{\text{сеп}} = 0,47$. Для багатошарової подушки встановлено: $\sigma_S = 6,9$ мм; $S_{\text{сеп}} = 19,8$ мм, – тоді $\nu_S = \sigma_S / S_{\text{сеп}} = 0,35$.

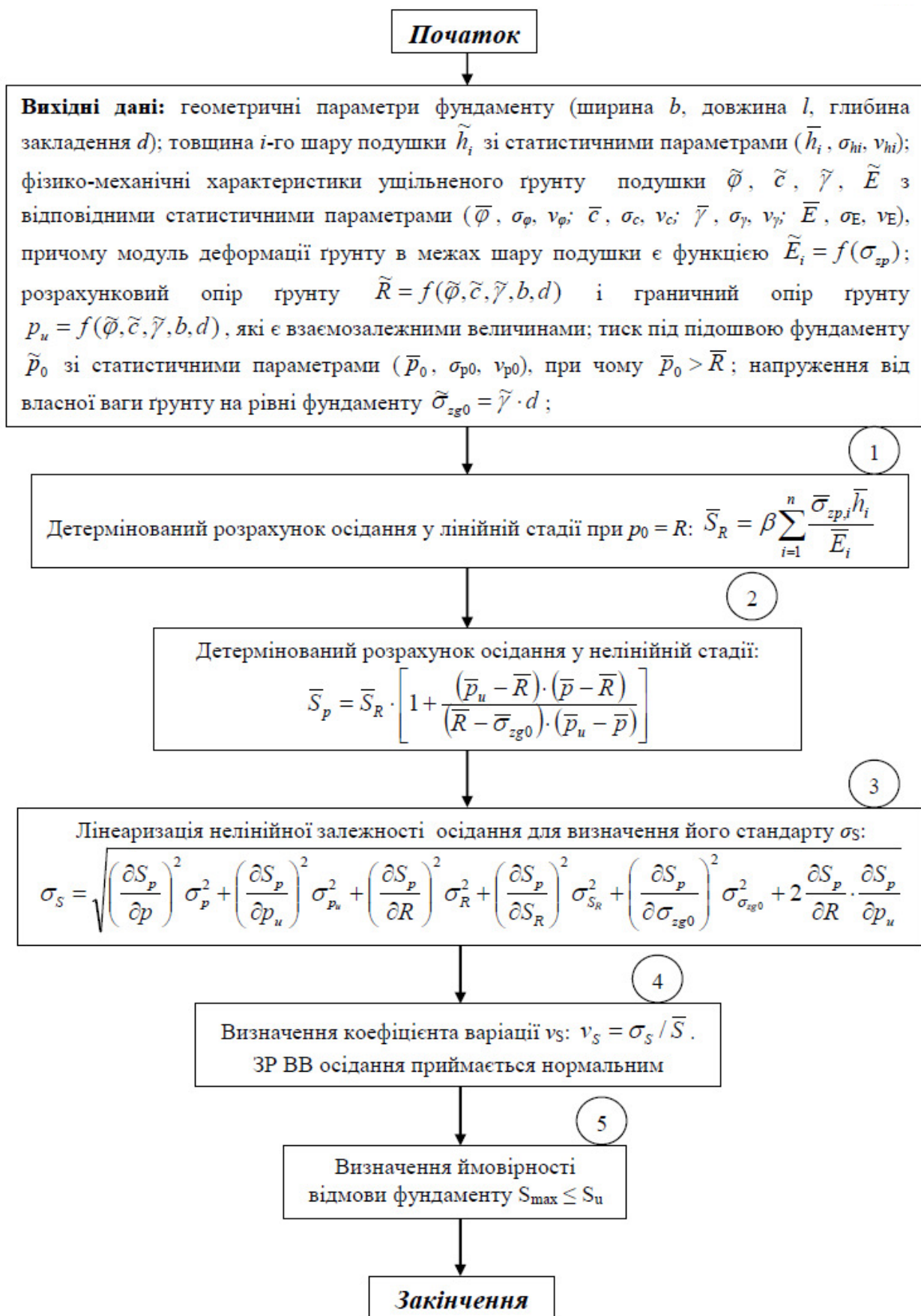


Рис. 6.11 – Блок-схема ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на багатшаровій ґрунтовій подушці в нелінійній стадії деформування основи

Отже, для багат шарової ґрунтової подушки значення коефіцієнта варіації осідання v_s буде меншим, ніж для одношарової, як при урахуванні, так і без урахування випадковості межі лінійного деформування ґрунту при визначенні осідання основи фундаменту. Результати досліджень статистичних параметрів випадкової функції осідання основи фундаменту зведені у табл. 6.7.

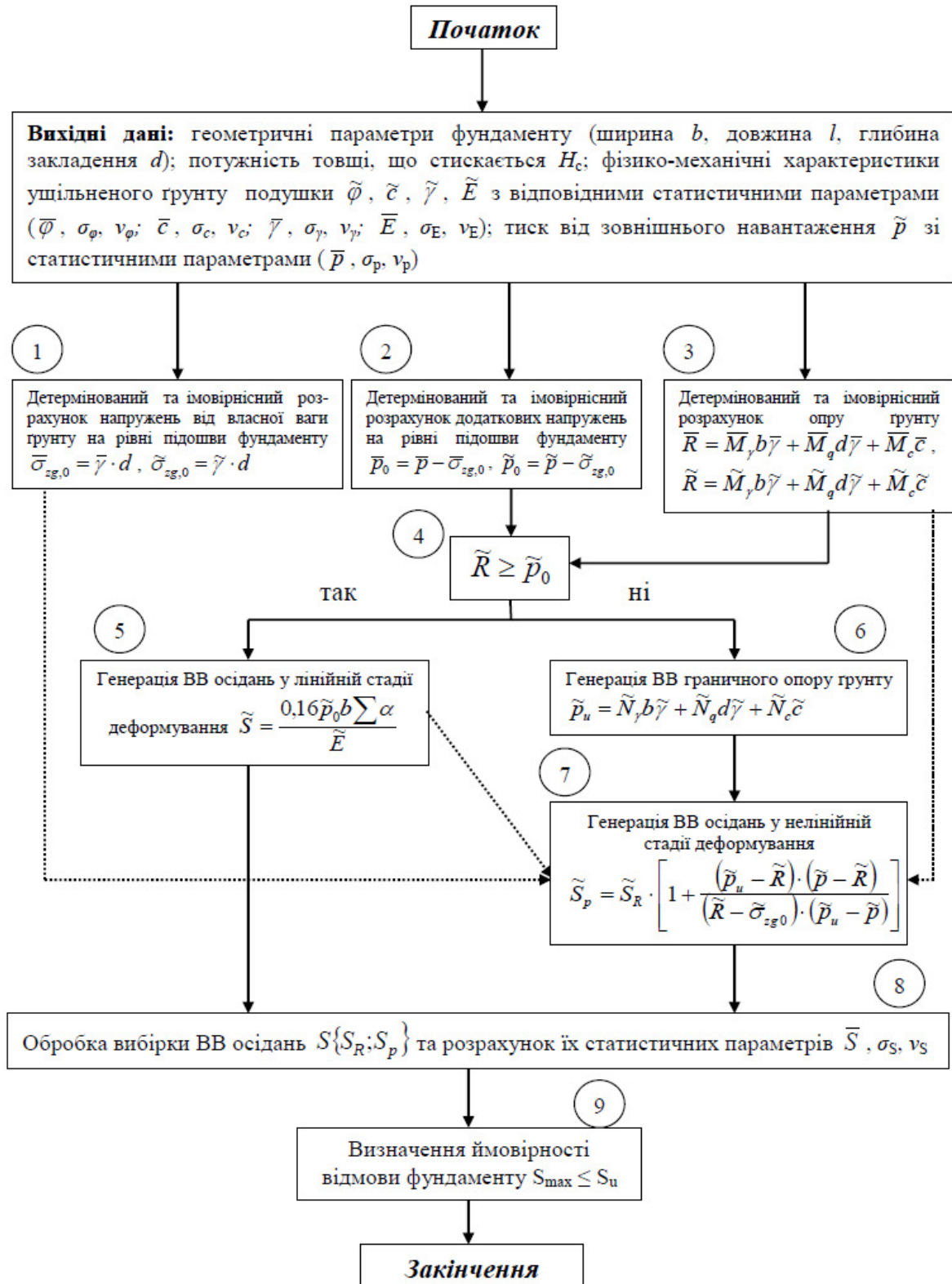


Рис. 6.12 – Блок-схема ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці з урахуванням випадковості меж лінійного деформування основи

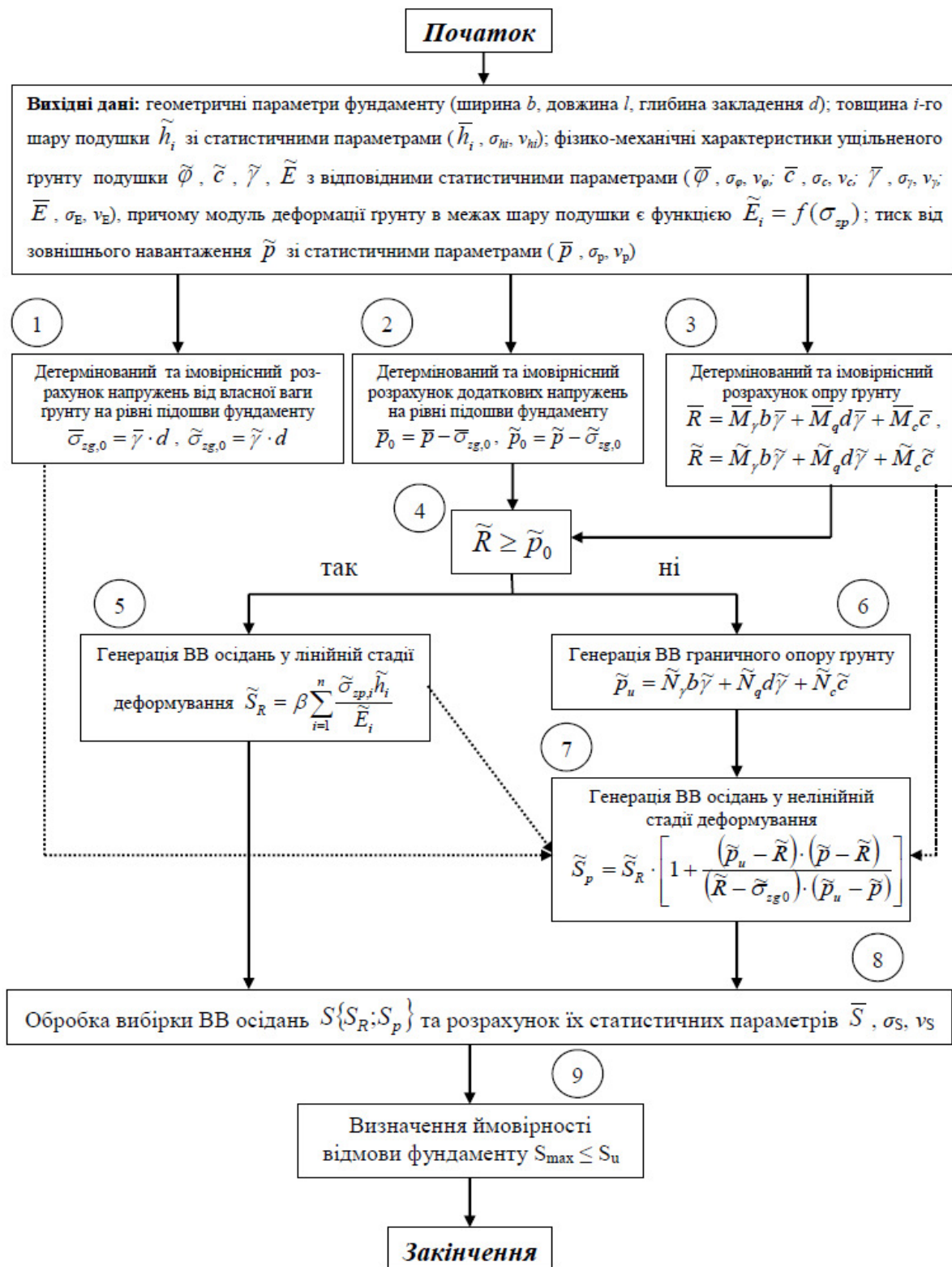


Рис. 6.13 – Блок-схема ймовірнісного розрахунку осідань фундаменту на багат шаровій ґрунтовій подушці з урахуванням випадковості меж лінійного деформування основи

6.2.4. Результати досліджень ймовірності появи відмов фундаменту на ґрунтовій подушці

Для дослідження функції випадкових аргументів відносної різниці осідань сусідніх фундаментів $f = (\Delta S/L)$ на ґрунтовій подушці, яка є лінійною функцією

абсолютних осідань, можливо використано такий же математичний апарат як і для дослідження абсолютних осідань. Тобто за визначеними статистичними параметрами випадкової функції осідання фундаменту на одно- і багат шаровій ґрунтових подушках (п.6.2.3) за допомогою генератору випадкових чисел змодельовати ВВ переміщень фундаментів з обмеженням їх максимальних і мінімальних значень, що визначені аналітично за експериментальними даними фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів (п. 3.3) для прийнятих параметрів фундаментів. З іншого боку аналітичний вираз нерівномірності осідань досить простий, тому можливо застосувати методи теорії функцій випадкових аргументів для визначення параметрів досліджуваної залежності.

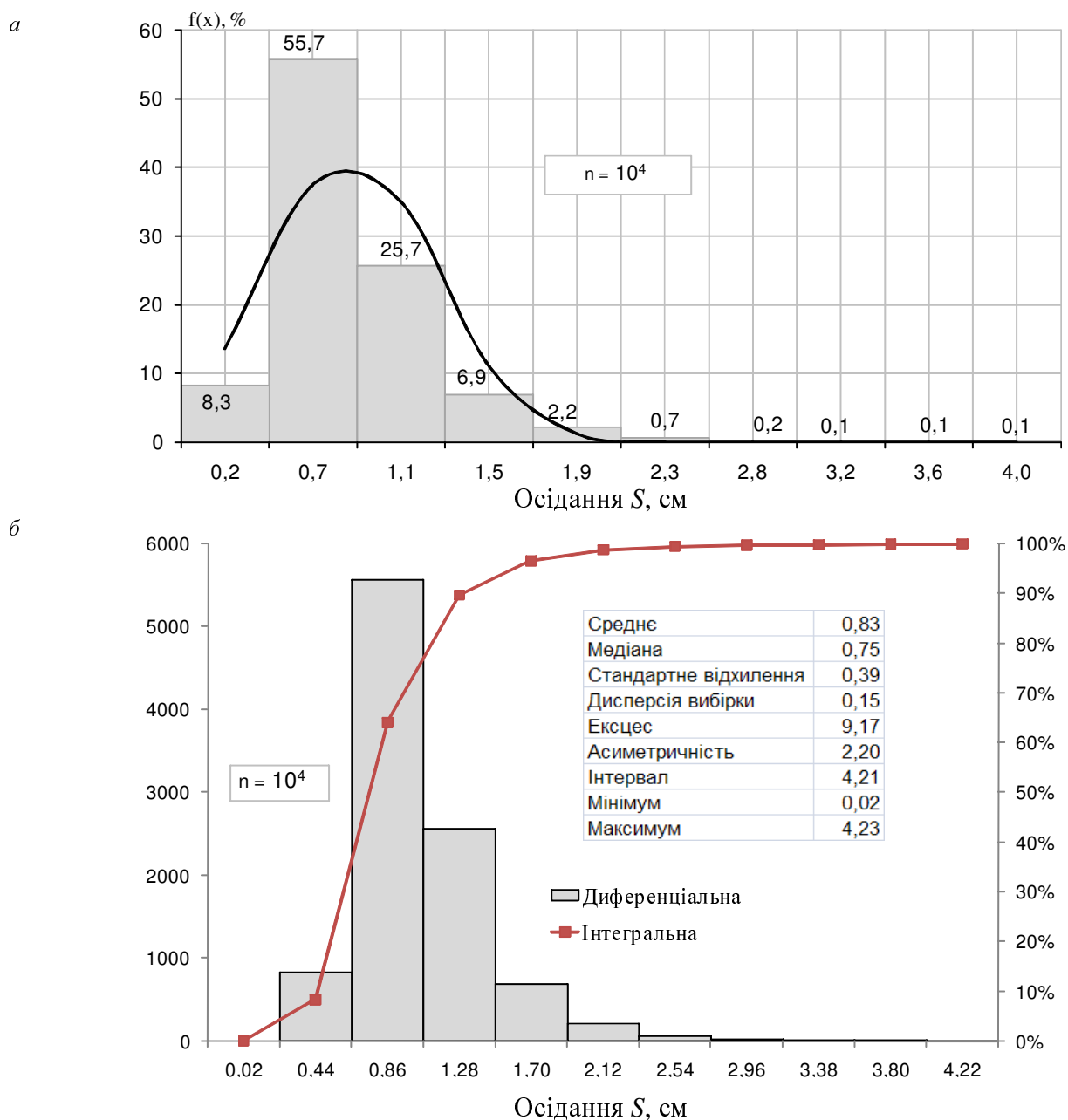
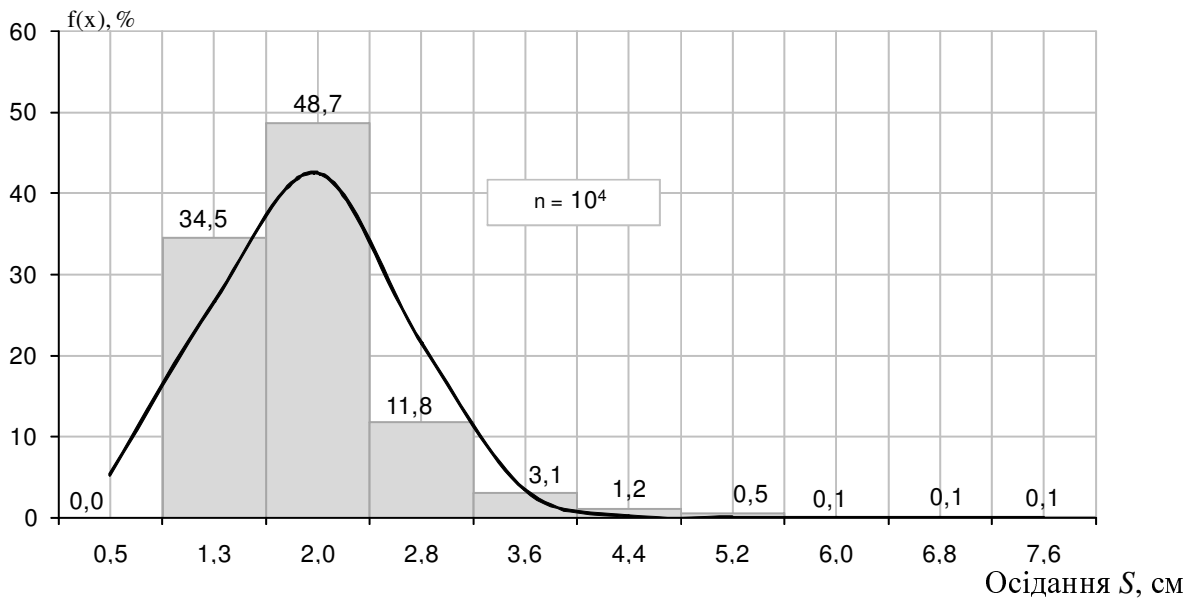
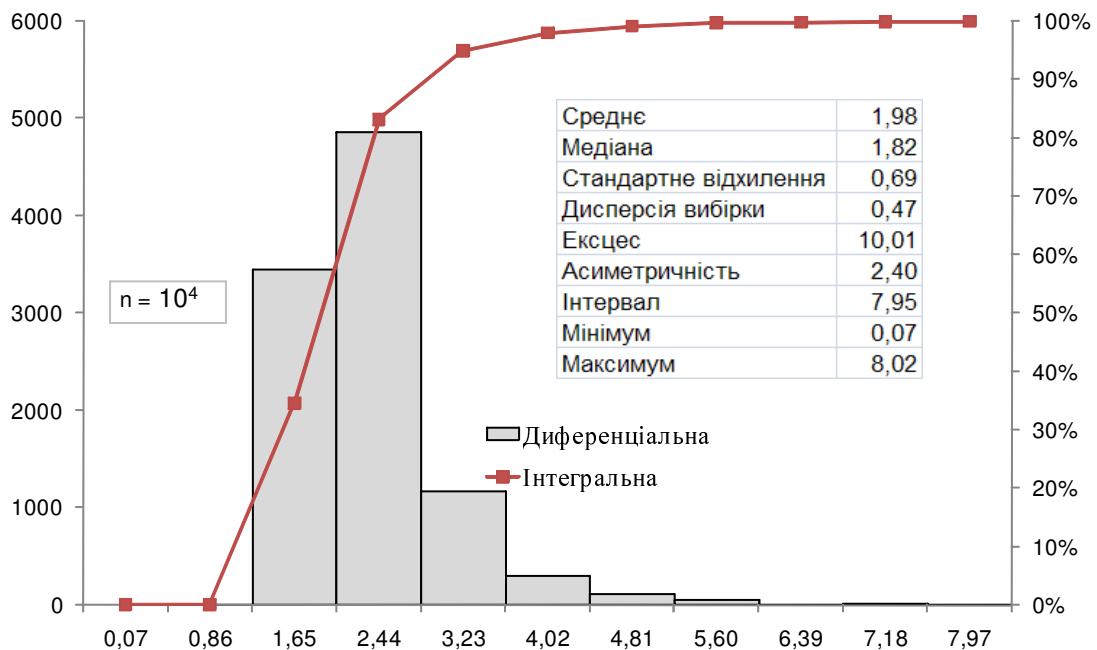


Рис. 6.14 – Експериментальна гістограма (а), графіки диференціальної (а) та інтегральної (б) функції розподілу осідання фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці із урахуванням випадковості меж лінійного деформування основи: n – кількість ітерацій функції випадкових аргументів

a



b



Осідання S, см

Рис. 6.15 – Експериментальна гістограма (a), графіки диференціальної (a) та інтегральної (b) функції розподілу осідання фундаменту на багат шаровій ґрунтовій подушці із урахуванням випадковості меж лінійного деформування основи: n – кількість ітерацій функції випадкових аргументів

Для вищенаведеної цілі використані наступні детерміновані параметри: розміри фундаментів $b_1 \times a_1 = 1 \times 1$ м, $b_2 \times a_2 = 1,5 \times 1,5$ м; тиск під подошвою фундаментів $p_{01} = 300$ кПа, $p_{02} = 275,6$ кПа; середні осідання одношарової основи $S_1 = 0,67$ см, $S_2 = 0,97$ см; для багат шарової основи $S_1 = 2,07$ см, $S_2 = 3$ см; відстань між фундаментами $L = 600$ см; суми табличних коефіцієнтів α у межах товщі, що стискається складають відповідно $\Sigma \alpha_1 = \Sigma \alpha_2 = 2,8$. Ймовірнісні параметри згідно з п. 6.2.1 – п. 6.2.3: $\nu_s = 0,47$ і $\nu_s = 0,35$ відповідно для одно- і багат шарової ґрунтових подушок, розподіл ВВ нормальний.

Таблиця 6.7 – Порівняльний аналіз статистичних характеристик осідання фундаментів на одно- і багатопшаровій подушці

№ п/п	Найменування характеристики	Осідання основи фундаменту в лінійній стадії				Осідання основи фундаменту в нелінійній стадії***			Осідання основи фундаменту при випадковості лінійної і нелінійної стадій деформування ґрунту	
		Метод лінеаризації		Метод Монте-Карло***		Одношарова подушка	Багатопшарова подушка	Багатопшарова подушка	Одношарова подушка	Багатопшарова подушка
		Одношарова подушка*	Багатопшарова подушка**	Одношарова подушка	Багатопшарова подушка					
1	Математичне сподівання, см	0,67	2,07	0,72	1,7	1,59	3,2	0,83	1,98	
2	Стандарт, см	0,22	0,46	0,26	0,33	0,4	1,26	0,39	0,69	
3	Коефіцієнт варіації, %	33	22	37	19	25	39	47	35	
4	Асиметрія	-	-	1,15	0,59	-	-	2,2	2,4	
5	Екстес	-	-	2,32	0,91	-	-	9,17	10,01	
6	Центральний момент третього порядку	-	-	0,0191	0,0194	-	-	0,1261	0,7686	
7	Центральний момент третього порядку	-	-	0,0243	0,0501	-	-	0,2844	3,0355	
8	Дисперсія	-	-	0,066	0,11	-	-	0,15	0,47	
9	Медіана, см	-	-	0,68	1,67	-	-	0,75	1,82	
10	Мінімум, см	-	-	0,02	0,07	-	-	0,02	0,07	
11	Максимум, см	-	-	2,34	3,95	-	-	4,23	8,02	

Примітки: * – потужність товщі, що стискається H_c , довжина l , ширина b і глибина закладення d фундаменту приймалися детермінованими; тиск під подошвою фундаменту \tilde{P}_0 і модуль деформації \tilde{E} ущільненого ґрунту ВВ із нормальними ЗР (для Е використані статистичні параметри, отримані при інтервалах тиску $\sigma = 0,2 \dots 0,3$ МПа);

** – параметри фундаменту як і для одношарової основи детерміновані; товщини шарів \tilde{h}_i , причому для ВВ \tilde{h}_n (останнього шару подушки) використані параметри отримані при польовому геотехнічному контролі якості ущільнення для вирівнювального шару із нормальним ЗР; модуль деформації \tilde{E}_i в межах i -го шару прийняті як ВВ з параметрами, що залежать від напружень у ґрунті, із нормальним ЗР;

*** – при статистичному моделюванні методом Монте-Карло для ВВ модуля деформації \tilde{E}_i використано логнормальний ЗР;

**** – при визначенні статистичних параметрів осідання основи фундаменту в нелінійній стадії деформування ґрунту крім модуля деформації \tilde{E}_i ВВ також приймалися кут внутрішнього тертя $\tilde{\varphi}$, питоме зчеплення \tilde{c} , питома вага ґрунту $\tilde{\gamma}$

Математичне очікування $(\Delta S/L)_{\text{ср}}$ нерівномірності осідань фундаментів на одно- і багатошаровій подушці відповідно складають $(\Delta S/L)_{\text{ср}} = (S_1 - S_2)/L = 0,0005$ і $(\Delta S/L)_{\text{ср}} = (S_1 - S_2)/L = 0,0016$. Стандарт даної величини відповідно – $\sigma_{\Delta S/L} = 0,00092$ і $\sigma_{\Delta S/L} = 0,00225$.

За результатами досліджень статистичних параметрів нерівномірності осідань фундаментів на ґрунтовій подушці можливо узагальнити, що ймовірність відмови за цим критерієм для одношарової штучної основи складе 10,32% (при $(\Delta S/L)_u = 0,002$) і 3% (при $(\Delta S/L)_u = 0,004$). Для багатошарової ці значення відповідно дорівнюють 0,02% і 0,0006%.

Використовуючи статистичні параметри функції випадкових аргументів граничного опору p_u ущільненого ґрунту і тиску на основу p , можливо визначити кількість стандартів в інтервалі від $F = 0$ до $F = F_{\text{ср}}$ (де $\tilde{F} = \tilde{p}_u - \tilde{p}$), тобто характеристику безпеки фундаменту на ґрунтовій подушці $\beta = F_{\text{ср}} / \sigma_F$ $\beta = (1600-274)^2 / (550^2 + 27,4^2) = 4,82 > 3 \dots 4$.

Можна зробити узагальнення, що при імовірнісному підході до визначення осідання фундаменту на подушці існує ймовірність лінійної і нелінійної стадій деформування основи при не перевищенні тиску під подошвою фундаменту розрахункового опору ущільненого ґрунту при детермінованому підході. Цей ефект зумовлено неоднорідністю фізико-механічних характеристик ущільнених ґрунтів і випадковою природою навантажень й впливів на фундаменти.

Для багатошарової ґрунтової подушки значення коефіцієнта варіації осідання v_s менше, ніж для одношарової, хоча математичне очікування осідання в 2,4 рази більше. Зменшення коефіцієнта варіації осідання v_s для багатошарового штучного масиву можливо пояснити тим, що це значення є результатом складання великої кількості випадкових мінливостей осідання в окремих шарах, які взаємно перекриваються. Коефіцієнт варіації осідання v_s також збільшується з підвищенням неоднорідності нашарувань. Величини v_s залежать і від товщини шарів h , співвідношень модулів деформацій E у них. Коефіцієнт v_s збільшується зі зростанням неоднорідності нашарувань, зокрема, при більшій стисливості верхніх шарів, ніж підстильних і зростанні співвідношення модулів деформації у них. Спосіб зведення подушки з різним ступенем ущільнення її шарів зменшує змінність осідання фундаменту на ній. Ці узагальнення підтверджують, що характер змінності осідань фундаментів на штучній основі такий же як і на природній [80].

Ймовірність відмови фундаментів на ґрунтовій подушці за I граничним станом слід вважати прийнятною, оскільки характеристика безпеки $\beta = 4,82 > 3 \dots 4$. За II граничним станом існує ймовірність відмови за критерієм відносної нерівномірності осідань фундаментів на одношаровій подушці 10,32% (при $(\Delta S/L)_u = 0,002$) і 3% (при $(\Delta S/L)_u = 0,004$). Для багатошарової подушки ці значення відповідно складуть 0,02% і 0,0006%.

6.3. Імовірнісний розрахунок напружено-деформованого стану штучних основ методом математичного моделювання

6.3.1. Теоретичні передумови оцінювання напружено-деформованого стану основи методом скінченних елементів

Як було обґрунтовано у п. 1.8.2 розрахунок штучних основ раціонально виконувати з використанням ітераційних процедур і МСЕ. Ітераційний процес проходить із постійною матрицею жорсткості (незмінною геометричною конфігурацією та пружними властивостями) і змінним вектором вузлових сил.

Моделювання МСЕ НДС ґрунтових подушок виконано за допомогою програмного комплексу Ansys 11.0. При цьому модель ґрунту, що використана в роботі для аналізу НДС подушок, прийнята як ізотропне суцільне середовище відповідно до теорії пластичної течії. Міцність ґрунту описується відповідно до умови Друкера – Прагера (Drucker – Prager), що отримана з використанням умови Мізеса з урахуванням впливу середнього напруження на міцність ґрунтів. Ґрунт вважається пружно-ідеальнопластичним матеріалом, деформування якого відбувається згідно з діаграмою Прандтля (поз. 3 на рис. 6.16). Це означає, що поверхня текучості не міняється при зростанні деформації текучості, а отже, відсутнє зміцнення. Геометрична інтерпретація поверхні міцності у просторі головних напружень наведена на рис. 6.17.

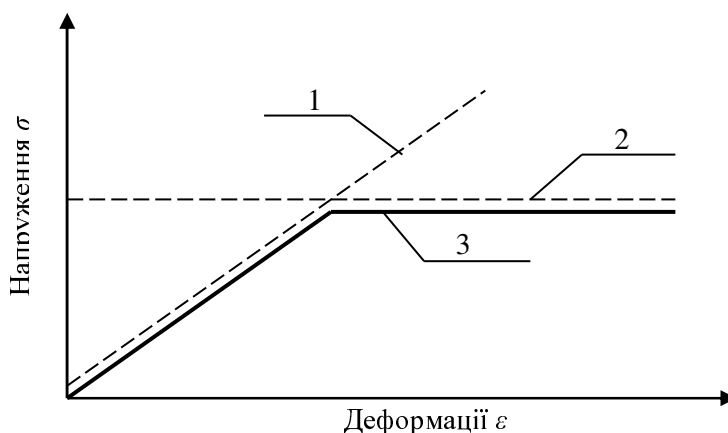


Рис. 6.16 – Діаграми залежності між напруженнями σ та відносними деформаціями ε ґрунту: 1 – за теорією пружності; 2 – за теорією пластичності; 3 – за пружно-пластичною теорією

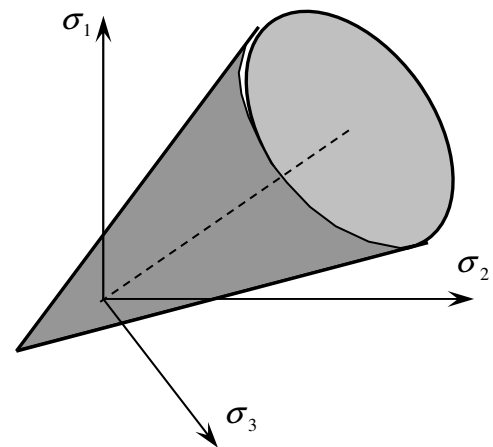


Рис. 6.17 – Графічне зображення поверхні міцності ґрунту за Друкером – Прагером (граничні співвідношення дотичних і нормальних напруг на октаедричних площадках): σ_1 , σ_2 , σ_3 – простір головних напруг; $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 0$

Поверхня міцності ґрунту за Друкером – Прагером є правильним круговим конусом із просторовою діагоналлю, на якій виконується умова $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$. Така модель при чисельному моделюванні краща порівняно із загально відомою моделлю Кулона – Мора, оскільки має гладку поверхню. Сліди поверхонь текучості моделей Друкера – Прагера і Кулона – Мора наведені на рис. 6.18.

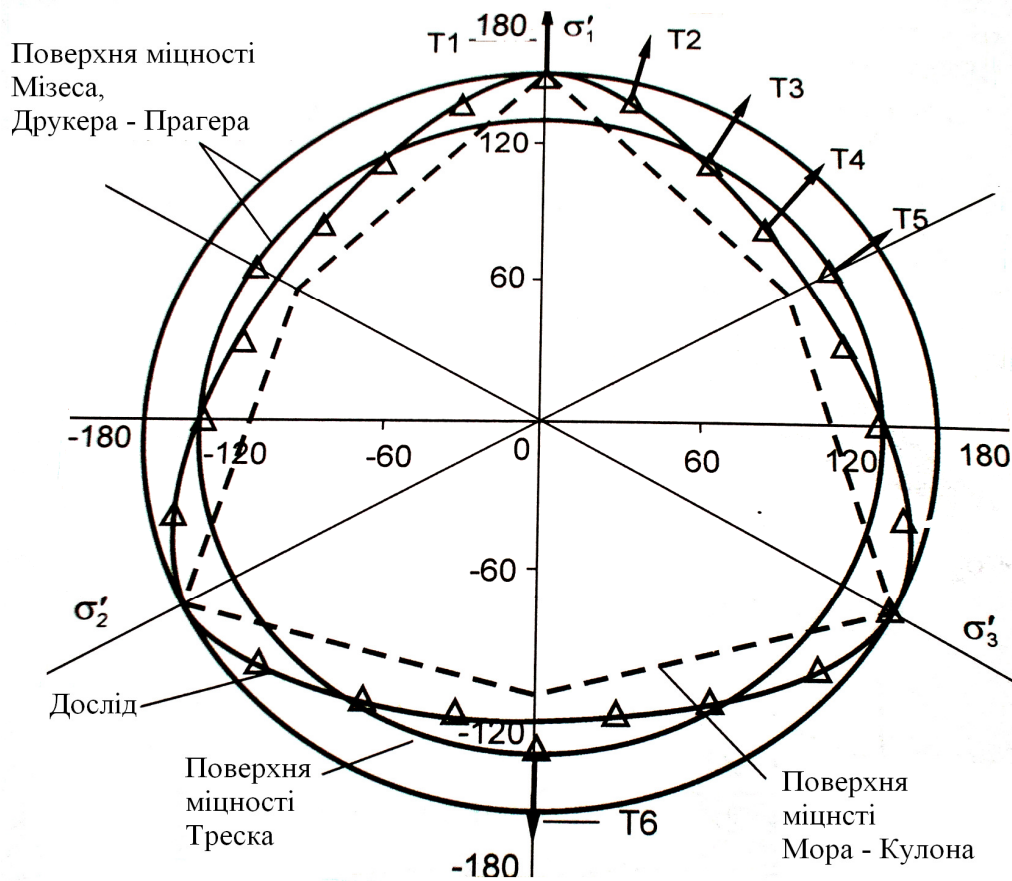


Рис. 6.18 – Сліди поверхонь міцності ґрунту за умовами Кулона – Мора і Друкера – Прагера у девіаторній площині

У проектній практиці розрахунки виконують за двома групами граничних станів. При чисельних розрахунках за моделями пружно-пластичного середовища відпадає необхідність застосування штучного поділення оцінок за I і II граничними станами.

Еквівалентні напруження моделі Друкера – Прагера визначають виразом:

$$\sigma_e = 3\beta\sigma_m + [1/2 \{s\}^T [M] \cdot \{s\}]^{1/2}, \quad (6.29)$$

де $\sigma_m = 1/3 \cdot (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$ – середні чи гідростатичні напруження; $\{s\}$ – девіаторна частина напружень; $\{s\} = \{\sigma\} - \sigma_m [1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0]^T$; β – постійна матеріалу, $\beta = 2 \sin\varphi / [\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)]$; φ – кут внутрішнього тертя; $[M]$ – матриця, яку визначають як:

$$[M] = \begin{vmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 2 \end{vmatrix}. \quad (6.30)$$

Критерій текучості приймає вигляд:

$$F = 3\beta\sigma_m + [1/2 \{s\}^T [M] \cdot \{s\}]^{1/2} - \sigma_y = 0; \quad (6.31)$$

$$\sigma_y = 6c \cos\varphi / [\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)]. \quad (6.32)$$

Отже, пластична складова деформацій виникає після досягнення НС межі міцності за критерієм Друкера – Прагера.

У моделі ґрунту використані відомі гіпотези механіки ґрунтів: 1) ґрунт у межах СЕ приймають за однорідне ізотропне середовище; 2) при деформаціях зберігається суцільність масиву; 3) деформації формозміни нелінійні; 4) вектори головних пластичних деформацій (та їх швидкостей) і головних напружень при складному НС прийняті співвісними (коаксіальними); 5) навантаження – просте (компоненти девіатора напруг зростають пропорційно одному параметру); 6) зберігається співвісність тензорів напружень і деформацій.

На стадії пластичного деформування врахована дилатансія як співвідношення між швидкостями зміни об'єму та формозміни, виражається довільною постійною (неасоційований закон течії) [86]: 1) при плоскій деформації $\Lambda_* = (\dot{\epsilon}_1 + \dot{\epsilon}_2) / (\dot{\epsilon}_1 - \dot{\epsilon}_2)$; 2) при просторовому НС $\Lambda = \dot{I}_1 / 6 \cdot \dot{I}_2$, де $J_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ – перший інваріант тензора напружень; $J_2 = \frac{1}{6} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]$ – другий інваріант девіатора напружень; $\dot{\epsilon}_1, \dot{\epsilon}_2, \dot{\epsilon}_3$ – швидкості головних деформацій; \dot{I}_1, \dot{I}_2 – інваріанти швидкостей деформацій, аналогічні J_1, J_2 .

Відповідно до теорії пластичної течії кінематичні співвідношення при граничному НС задають за допомогою функцій пластичного потенціалу. Для прийнятої моделі:

$$F = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_2) + \frac{1}{2}\Lambda_*(\sigma_1 + \sigma_2) + const; \quad (6.33)$$

$$F' = J_2^{1/2} + \Lambda J_1 + const, \quad (6.34)$$

де F, F' – функції пластичного потенціалу для плоскої та просторової задач.

Швидкості пластичних деформацій визначають як частинні похідні функцій F та F' за (6.35) і (6.36):

$$\dot{\epsilon}_{1,2} = \lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{1,2}} = \lambda(\Lambda_* \pm 1); \quad (6.35)$$

$$\dot{\epsilon}_{1,2,3} = \lambda \frac{\partial F'}{\partial \sigma_{1,2,3}} = \lambda \left[\Lambda + \left(\sigma_{1,2,3} - \frac{J_1}{3} \right) \right] / 2J^{1/2}, \quad (6.37)$$

де λ – мала скалярна величина, яку визначають залежно від фізичних умов і процедури вирішення.

В окремому випадку $\Lambda_* = \sin \varphi$, $\Lambda = \alpha$ попередні рівняння переходять у співвідношення асоційованого закону течії, а при $\Lambda_* = 0$, $\Lambda = 0$ пластична течія відбувається при постійному об'ємі. Параметр (швидкість) дилатансії Λ_* може визначити дослідним шляхом як співвідношення вимірних приростів об'ємних та зсувних деформацій. Такі дослідження досить трудомісткі та неточні, їх здійснення в проектній практиці можливе в окремих випадках. Тому цей параметр для практичних розрахунків допустимо наближено приймати $\Lambda_* = 0$ для рихлих водонасичених ґрунтів; $\Lambda_* = (0,8 \dots 1,0) \sin \varphi$ для щільних та середньощільних ґрунтів та $\Lambda_* = 0,5 \sin \varphi$ для ґрунтів, які не можуть бути віднесеними ні до одної з вказаних категорій.

Ітераційний процес включає виконання на кожному кроці двох етапів розрахунку: 1) накладання на «зону руйнування» (частину розрахункової області, де в результаті лінійного рішення порушена умова міцності) вектора сил $\{F_s\}$, який переводить її у фізично можливий напружений стан; при цьому відокремлюється частина області прикладання сил $\{F_s\}$ в тих же точках, але до системи та в іншому напрямку відносно початкового.

Сили $\{F_s\}$ введені в розрахунок із метою знизити напружений стан в області S при досягнутих деформаціях, які при цьому стають пластичними, на величину, що відповідає вектору $\{F_s\}$. Із цього випливає важлива особливість методу: на першому етапі розрахунку деформації не визначаються, вони вже враховані в пружному розрахунку.

Для коректного застосування пружно-пластичної моделі Друкера – Прагера потрібні значення її п'яти основних вихідних параметрів: модуля деформації E ; коефіцієнта поперечної деформації ґрунту (коефіцієнта Пуассона) ν ; кута внутрішнього тертя ґрунту φ ; його питомого зчеплення c ; кута дилатансії Λ_* .

Лабораторна методика визначення параметрів E , φ і c – стандартна (ДСТУ Б В.2.1-4-96) й описана в пп. 2.2.3. Коефіцієнт Пуассона ν приймався відповідно до ДСТУ Б В.2.1-4-96: 0,30 – 0,35 для пісків і супісків; 0,35 – 0,37 – суглинків; 0,2 – 0,3 – глини при $I_L < 0$; 0,3 – 0,38 – глини при $0 \leq I_L \leq 0,25$; 0,38 – 0,45 – глини при $0,25 \leq I_L \leq 1,0$. При цьому менші значення ν приймалися при більшій щільності ґрунту. З фізичних характеристик ґрунту задавалась його питома вага γ (кН/м³).

6.3.2. Методика імовірнісного розрахунку напружено-деформованого стану штучних основ методом скінченних елементів

Імовірнісне оцінювання НДС ґрунтової основи МСЕ доцільно виконати у програмному комплексі Ansys (Ansys Structural) як статичну нелінійну задачу за допомогою його підпрограми Ansys Probabilistic Design System (PDS). У ньому закладено дві методики імовірнісного розрахунку – методом поверхні відклику (Response Surface Method), який у випадку гладкості й безперервності поверхні

відклику дозволяє скоротити час моделювання у середньому на 20 %, і методом Монте-Карло (Monte Carlo Simulation) як найбільш універсальний, оскільки не накладає обмежень на вид поверхні відклику. Для методу Монте-Карло мають місце дві опції – Latin Hypercube Sampling і Direct Monte Carlo Sampling. Для методу поверхні відклику є також дві опції – Central Composite Design і Box-Behnken Matrix Design.

Для випадкових вхідних змінних (random input variables RVs, “drivers”), в якості яких можуть бути геометричні розміри моделі, фізико-механічні характеристики матеріалу та навантаження, є можливість задати відповідні для них ЗР і статистичні параметри. Зокрема, в Ansys можливо оперувати нормальним (Normal Gaussian, GAUS), нормальним усіченим (Truncated Gaussian, TGAU), логарифмічно нормальними (Lognormal option 1, LOG1; Lognormal option 2, LOG2), трикутним (Triangular, TRIA), рівномірним (Uniform, UNIF), експоненційним (Exponential, EXPO), Бета (Beta, BETA), Гамма (Gamma, GAMM), Вейбула (Weibull, WEIB) ЗР. Різниця у LOG1 і LOG2 у тому, що в першому випадку задається математичне очікування і стандартне відхилення при автоматичному обчисленні логарифмів цих значень, а у другому відразу задається логарифм математичного очікування і стандартного відхилення. Таким чином, досить солідна бібліотека ЗР і методів розрахунку дає можливість коректно проводити ймовірнісні розрахунки ґрунтових основ.

В якості результатів імовірнісного розрахунку можливо отримати поверхню відклику та інтегральну (Cumulative Distribution Function) й диференціальну функції розподілу (Histogram) вихідних параметрів (random output parameters RPs). До речі, у програмному комплексі Ansys можливо задати не більше 5000 RVs і RPs.

Програмний комплекс Ansys дозволяє складати комплексні моделі СЕ й здійснювати детальне представлення результатів моделювання. Сам розрахунок повністю автоматизований і заснований на чисельних методах. При цьому для розрахунку створюється геометрична модель таких розмірів, щоб її межі не впливали на результати розрахунків.

Методика імовірнісного розрахунку НДС ґрунтової основи МСЕ в Ansys наведена на рис. 6.19.

6.3.3. Результати моделювання напружено-деформованого стану штучних основ методом скінченних елементів в імовірнісній постановці

Розрахункова область задачі у плоскій постановці (застосовані 4-вузлові скінченні елементи PLANE 42, рис. 6.20, *а*) являла прямокутник (рис. 6.21, *а*), а у просторовій (8-вузлові скінченні елементи SOLID 45, рис. 6.21, *б*) – половина паралелепіпеду відносно осі симетрії (рис. 6.26, *б*) для зменшення часу на аналіз, з штампами на них. У програмному комплексі Ansys для сумісної роботи штампу й ґрунтового масиву необхідно поверхню їх контакту «склеїти» за допомогою опції Booleans.

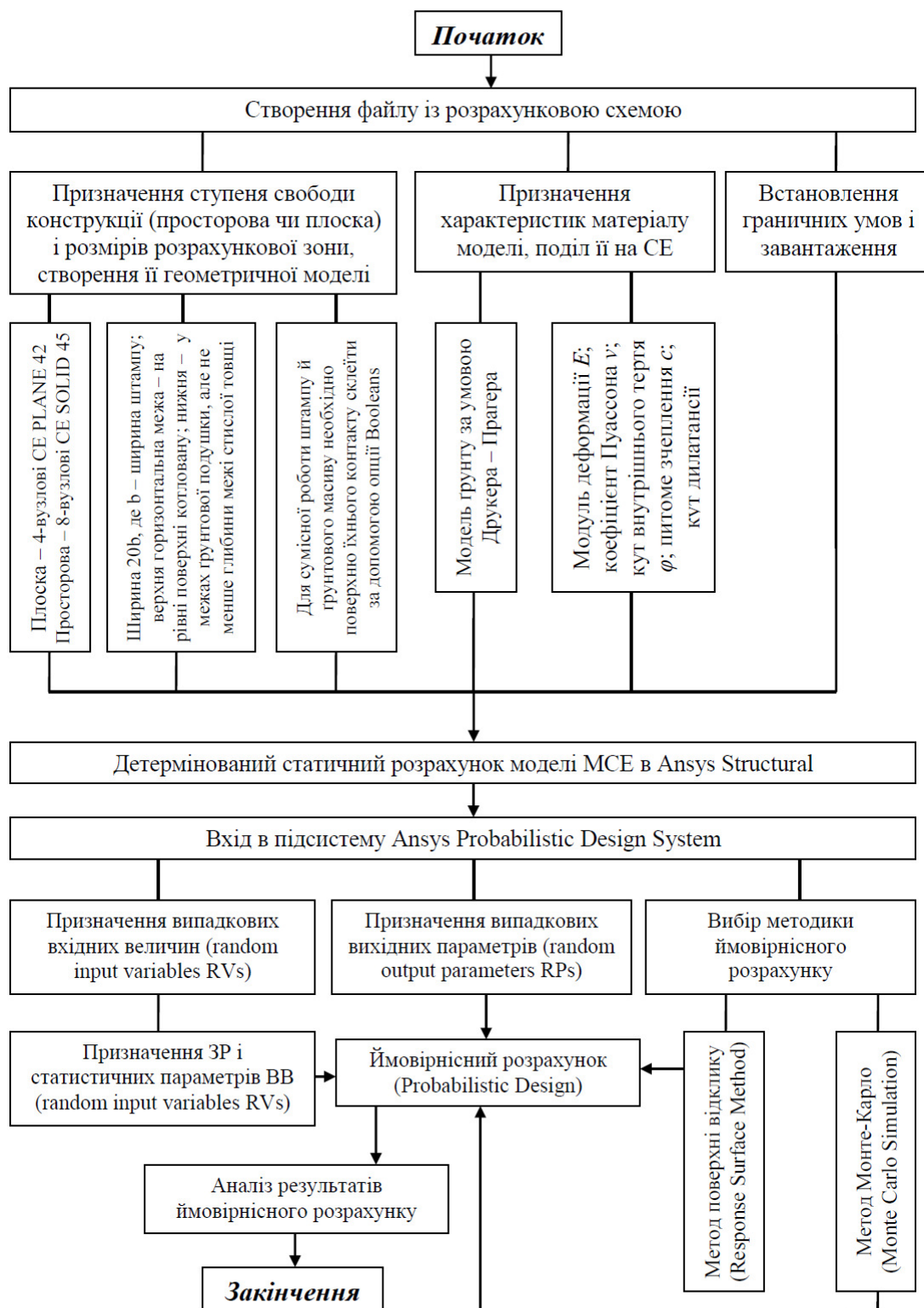


Рис. 6.19 – Блок-схема ймовірного розрахунку МСЕ осідань фундаменту на ґрунтовій подушці

Розміри розрахункової області встановлювались таким чином: 1) бічні межі прямокутної розрахункової зони приймають відповідно на вертикальній осі симетрії «у» й на достатній відстані від бічної поверхні штампу для максимального зменшення впливу штампу з умови заборони горизонтальних переміщень, концентрації напружень й ущільнення ґрунту на контакті із зовнішньою межею розрахункової зони (з досвіду для виконання цієї умови

звичайно достатньо прийняти сторону розрахункової області не менше $10b$, де b – ширина штаму, м); 2) верхню горизонтальну межу розрахункової зони розміщують на рівні поверхні подушки; 3) нижня горизонтальна межа розрахункової зони знаходилася у межах подушки, але не менше глибини межі стислої товщі за [96].

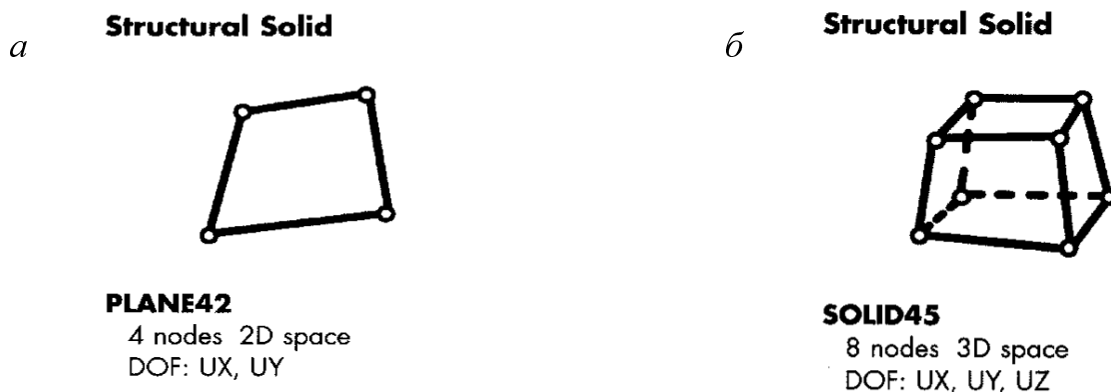


Рис. 6.20 – Види і ступеня вільності використаних скінченних елементів: а – 4-вузлові CE Plane 42 з 2 ступенями вільності (переміщення по UX і UY); б – 8-вузлові CE Solid 45 з 3 ступенями вільності (переміщення по UX, UY і UZ)

Після призначення розмірів розрахункової зони і характеристик матеріалу моделі, а також автоматичного поділу її на СЕ встановлюють граничні умови, що відповідають натурним особливостям роботи основи і штаму під навантаженням, а саме: всі вузли, що знаходяться на нижній межі розрахункової зони, закріплюють нерухомо; вузли бічних меж не можуть мати горизонтальних переміщення. Зовнішнє навантаження прикладається у вигляді розподіленого за верхньою гранню штаму. До речі, навантаження, як перший випадковий параметр, задавався у вигляді змінної, якій присвоювалося на першому етапі розрахунку детерміноване значення.

Всі фізико-механічні характеристики, що описують ґрунтовий масив є випадковими величинами, тому задавався у вигляді змінних, яким на першому етапі розрахунку присвоювалися детерміновані значення. Штамп приймався як залізобетонний зі сталими лінійними властивостями (модуль пружності $E = 20 \cdot 10^6$ кПа; $\nu = 0,2$; $\gamma = 25$ кН/м³).

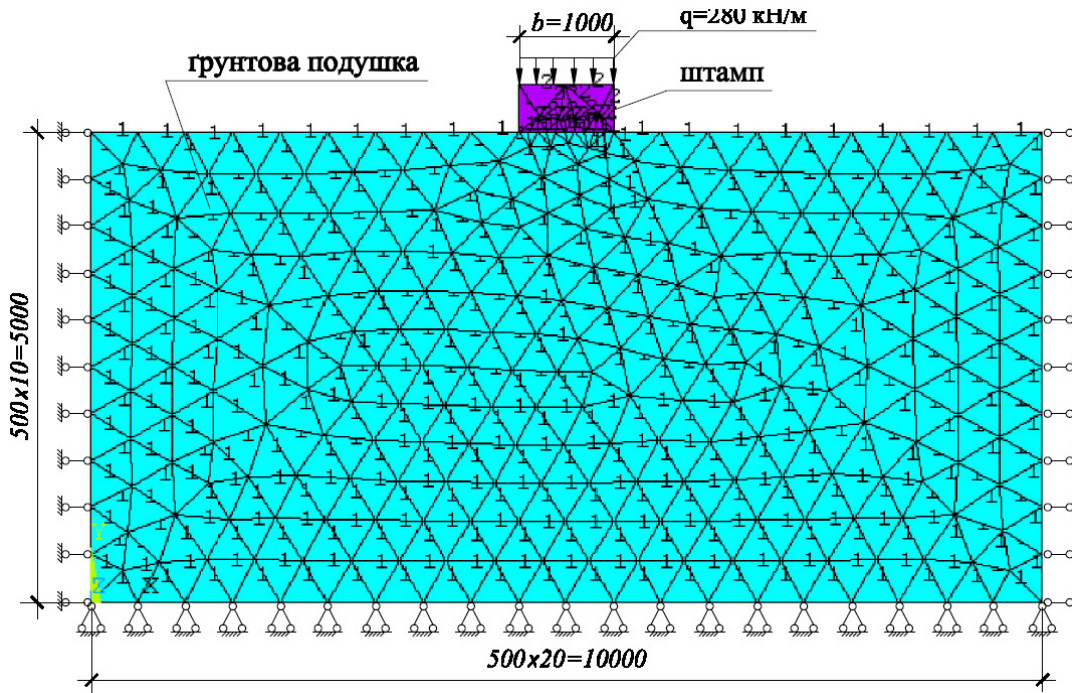
Через те, що розрахунок МСЕ виконується з урахуванням пластичних властивостей ґрунту, рівняння стають нелінійними, і задача вирішується шляхом кроково-ітераційних процедур. Ітераційна процедура заснована на прискореному методі початкових напруг. Звичайна кількість ітерацій складає від 5 до 10, а максимальна – 50. Стандартне значення припустимої похибки 0,03.

Після отримання розв'язків задачі у детермінованій постановці (рис. 6.22) у Ansys для генерування пробних точок у просторі вхідних змінних використано методом Монте-Карло при кількості моделювань 10^4 .

Для ВВ фізико-механічних характеристик задано відповідні ЗР і статистичні параметри, що знайдені при натурному експерименті (п. 3.4). Зокрема, для ВВ питомої ваги ґрунту γ використано нормальний ЗР з коефіцієнтом варіації $\nu = 4\%$; для ВВ модуля деформації E – логнормальний ЗР з $\nu = 40\%$; для кута

внутрішнього тертя φ і питомого зчеплення c – відповідно нормальний і логарифмічно нормальний ЗР. Коефіцієнт варіації значень φ склав $\nu = 11\%$, а $c - \nu = 25\%$. Для ВВ навантаження задано такі ж параметри як і в п. 6.2.

а



б

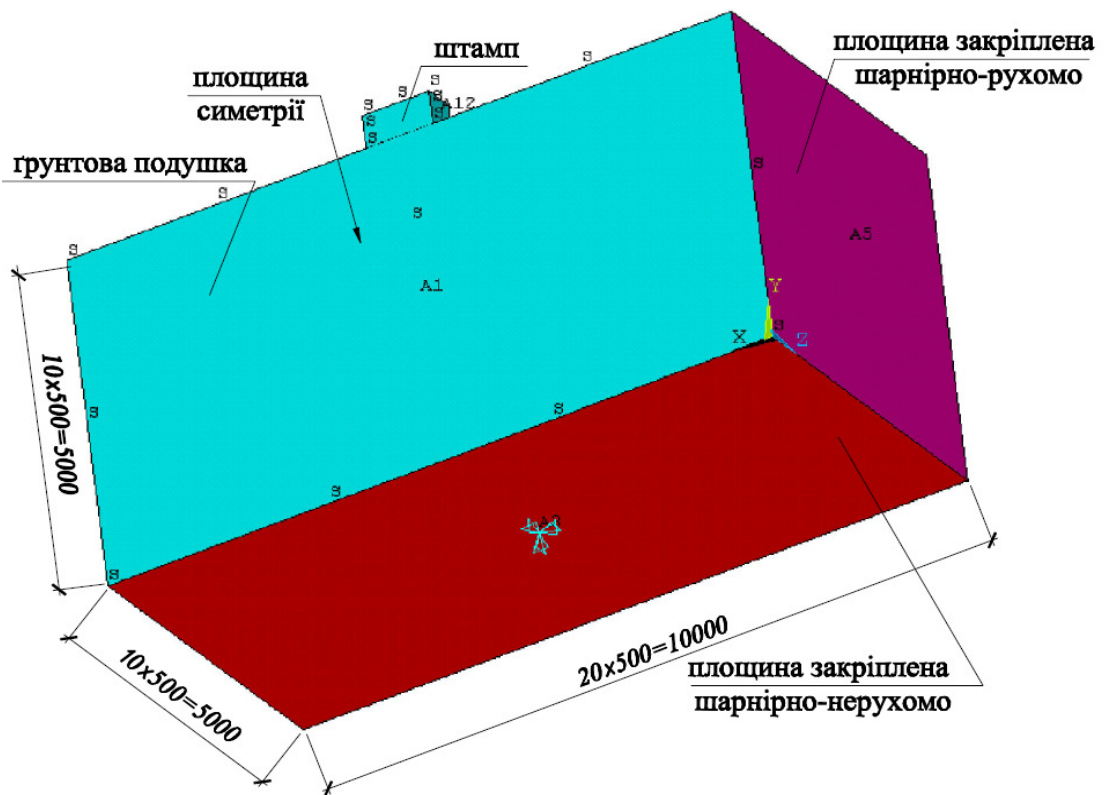
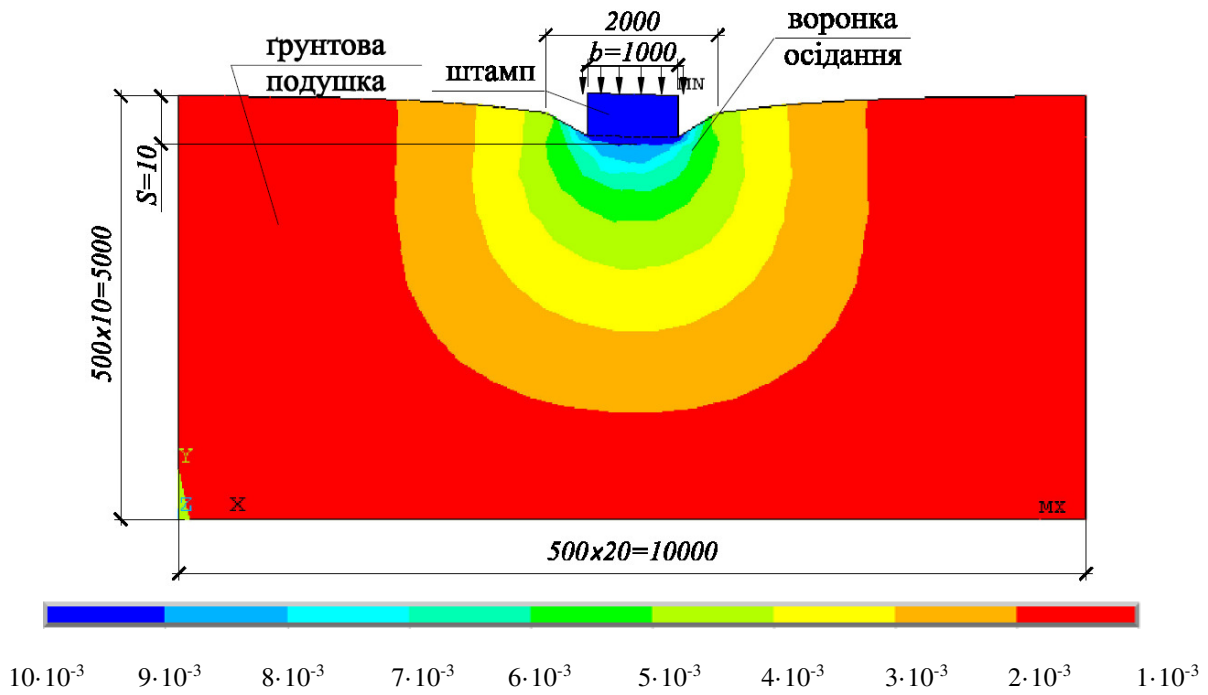


Рис. 6.21 – Розрахункові схеми МСЕ фундаменту на ґрунтовій подушці: а – у плоскій постановці; б – у просторовій постановці

a



б

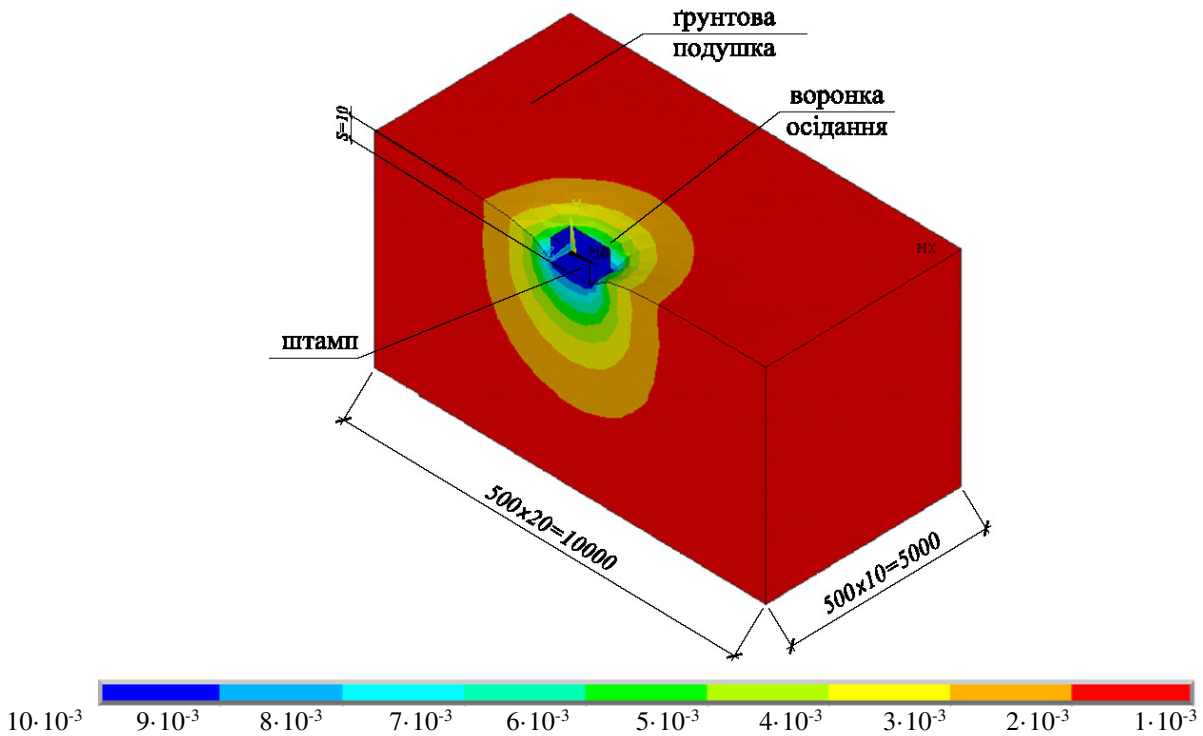


Рис. 6.22 – Деформована схема і розподіл ізополів осідання ґрунтової подушки при детермінованому розрахунку: *a* – плоска задача; *б* – просторова задача

У підсумку розрахунку фундаменту на ґрунтовій подушці шуканою функцією випадкових аргументів є осідання основи S . На рис. 6.23, *a* наведено розподіл деформацій основи фундаменту, де видно, що існує ймовірність появи пластичної складової деформацій під подошвою фундаменту у разі прийнятих вище випадкових вхідних фізико-механічних характеристик подушки.

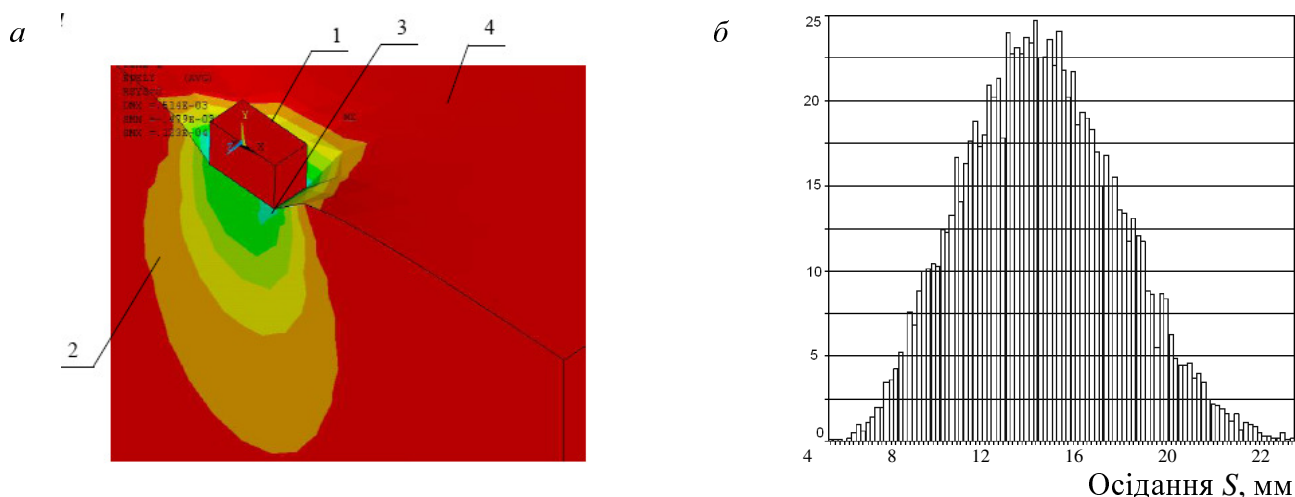


Рис. 6.23 – Результати моделювання осідання фундаменту на подушці МСЕ в імовірнісній постановці методом Монте-Карло (кількість ітерацій 10^4): а – розподіл осідання основи при детермінованому розрахунку; б – гістограма розподілу ВВ осідань фундаменту на одношаровій подушці; 1 – фундамент; 2 – розподіл деформацій у ґрунті; 3 – зона виникнення пластичних деформацій; 4 – фрагмент ущільненого масиву

Як видно з рис. 6.23, б розподіл ВВ осідання фундаменту на ґрунтовій подушці коректно апроксимується нормальним законом Гауса. При цьому мінімальне значення осідання склало $S_{\min} = 6,5$ мм, максимальне – $S_{\max} = 26,5$ мм, середнє – $S_{\text{сєр}} = 13,5$ мм. При цьому коефіцієнт варіації осідань становив 44%.

Як видно з табл. 6.8, отриманий результат добре узгоджується з аналітичним імовірнісним розрахунком осідання основи фундаменту при випадковості лінійної і нелінійної стадій деформування ґрунту за методикою, що наведена на рис. 6.12. При цьому ймовірність відмови (перевищення $S > S_u = 10$ см) малоймовірна, оскільки інтервал $(S_u - S_{\text{сєр}}) \gg 5\sigma$.

Таблиця 6.8 – Порівняння статистичних характеристик осідання фундаментів на подушці за аналітичним і чисельним імовірнісними розрахунками

№ п/п	Найменування характеристики	Осідання основи фундаменту при випадковості лінійної і нелінійної стадій деформування ґрунту	
		Одношарова подушка	
		Аналітично	МСЕ
1	Математичне сподівання, см	0,83	1,35
2	Стандарт, см	0,39	0,54
3	Коефіцієнт варіації, %	47	40
4	Асиметрія	2,2	-
5	Ексцєс	9,17	-
6	Дисперсія	0,15	-
7	Мінімум, см	0,02	0,65
8	Максимум, см	4,23	2,65
9	Ймовірність відмови (перевищення $S > S_u = 10$ см)	$(S_u - S_{\text{сєр}} \gg 5\sigma)$	

Отже, моделювання МСЕ НДС штучних основ у імовірнісній постановці дає досить точні результати і доводить можливість існування аналітично обґрунтованої ймовірності лінійної та нелінійної стадій деформування ґрунту при не перевищенні тиску під подошвою фундаменту розрахункового опору ущільненого ґрунту при детермінованому підході. Таким чином, МСЕ в

імовірнісній постановці коректно описує реальні процеси, що відбуваються у ґрунтових подушках при їх експлуатації. Згідно з чисельним моделюванням МСЕ в імовірнісній постановці доведено коректність застосування нормального закону розподілу для опису ВВ осідання фундаменту на одношаровій ґрунтовій подушці з коефіцієнтом варіації цих значень 40%.

6.4. Висновки за розділом 6

У результаті імовірнісних розрахунків фундаментів на штучних основах з урахуванням параметрів їх неоднорідності встановлено наступне.

1. Розподіли функцій випадкових аргументів розрахункового й граничного опорів ґрунту непогано апроксимуються нормальним законом Гауса. Коефіцієнт варіації ВВ розрахункового опору ущільненого ґрунту коливається в межах $\nu = 21,8 - 36,3\%$, а ВВ граничного опору – $\nu = 34,4 - 37,5\%$.

2. При імовірнісному підході до визначення осідання фундаменту на подушці встановлено, що існує ймовірність лінійної і нелінійної стадій деформування основи при не перевищенні тиску під подошвою фундаменту розрахункового опору ущільненого ґрунту при детермінованому підході. Це явище зумовлене неоднорідністю фізико-механічних параметрів ущільнених ґрунтів та випадковою природою навантажень і впливів на фундаменти.

3. Для багатошарової подушки значення коефіцієнта варіації осідання ν_s менше, ніж для одношарової, хоча математичне очікування осідання в 2,4 рази більше. Зменшення коефіцієнта варіації осідання ν_s для багатошарового штучного масиву пояснюється тим, що це значення є результатом складання великої кількості випадкових мінливостей осідання в окремих шарах, які взаємно перекриваються. Коефіцієнт варіації осідання ν_s також збільшується з підвищенням неоднорідності нашарувань. Величини ν_s залежать і від товщини шарів h , співвідношень модулів деформацій E у них. Коефіцієнт ν_s збільшується зі зростанням неоднорідності нашарувань, зокрема, при більшій стисливості верхніх шарів, ніж підстильних і зростанні співвідношення модулів деформації у них. Спосіб зведення подушки з різним ступенем ущільнення її шарів зменшує змінність осідання фундаменту на ній.

4. Ймовірність відмови фундаментів на ґрунтовій подушці за I граничним станом вважається прийнятною, оскільки характеристика безпеки $\beta = 4,82 > 3 \dots 4$. За II граничним станом існує ймовірність відмови за критерієм нерівномірності осідань фундаментів на одношаровій подушці 10,32% (при $(\Delta S/L)_u = 0,002$) і 3% (при $(\Delta S/L)_u = 0,004$). Для багатошарової ці значення відповідно складуть 0,02 % і 0,0006 %.

5. Моделювання МСЕ НДС штучних основ у програмному комплексі Ansys 11.0 і його підсистеми Probabilistic Design із залученням методу Монте-Карло при числу ітерацій 10^4 в імовірнісній постановці показує, що аналітично визначена ймовірність існування лінійної і нелінійної стадій деформування ґрунту коректно описує реальні процеси, що відбуваються у подушках при їх завантаженні.

РОЗДІЛ 7

ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕНЬ У ПРАКТИКУ ПРОЕКТУВАННЯ ТА ЗВЕДЕННЯ ШТУЧНИХ ОСНОВ

7.1. Методика прогнозування механічних характеристик ущільнених укочуванням розкривних пісків подушок і порівняння її результатів з довідниковими даними будівельних норм

Алгоритм методики прогнозування механічних характеристик ущільнених укочуванням розкривних пісків подушок містить наступні блоки.

1. Шляхом вхідного (у кар'єрі) контролю визначають гранулометричний склад, щільність частинок, вологість розкривних пісків.

2. Призначають технологічні параметри процесу укочування цих пісків: початкову товщину кожного шару відсипаної породи h ; початкова щільність скелету ґрунту ρ_d після відсипання та розрівнювання шару; параметри барабану котка; наявність (відсутність) у нього кулачків; зниження поверхні шару під котком Δh ; режим роботи котка.

3. За викладеною в п. 4.2 методикою у лабораторії визначають величини параметрів феноменологічної моделі ущільнення малозв'язного ґрунту.

4. За викладеною в п. 5.3 і 5.4 методикою МСЕ у межах вісесиметричної задачі чисельно моделюють процес укочування розкривних пісків, за даними якого отримують щільність скелету ущільненого ґрунту та відповідні їй величини модуля деформації та параметрів міцності кожного шару подушки.

Величини щільності скелету ущільненого піску кожного шару подушки за значеннями вхідних технологічних параметрів процесу укочування (див. п. 2 алгоритму методики) можливо отримати й за рівняннями взаємозв'язку (5.22). Відповідні їм значення механічних характеристик (E , φ , c) кожного з типів ущільнених розкривних пісків (мілкий, однорідний; його суміш із супіском пилюватим; середньої крупності, однорідний) прогнозують за отриманими величинами щільності скелету ґрунту ρ_d за графіками чи рівняннями взаємозв'язку E , φ , $c = f(1/\rho_d)$, котрі вміщено в п. 4.2 та 4.4.

5. Для кожного шару (чи кількох суміжних шарів у невеликому діапазоні глибин, наприклад до 1 – 1,5 м) ґрунту певного гранулометричного складу окремої карти чи всієї подушки (її частини) можливо побудувати ізополя (площі з близькими величинами тих чи інших параметрів) нормативних значень механічних властивостей ущільненого піску (див. п. 7.2).

Отримані в результаті комплексних натурних і лабораторних досліджень повні комплекси значень ґрунтових властивостей (гранулометричний склад, вологість, щільність скелета ґрунту, модуль деформації, кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення) різних типів ущільнених розкривних пісків (мілкий, однорідний; його суміш із супіском пилюватим; середньої крупності, однорідний), а також графіки взаємозв'язку їх механічних характеристик з

питомим об'ємом скелета ґрунту порівнювались зі значеннями нормативних показників пісків четвертинних відкладів (за однакових величин фізичних властивостей) за довідковими таблицями Додатку В ДБН В.2.1-10-2009 [64]. Порівняльні графічні залежності побудовано, зокрема, на рис. 7.1 – рис. 7.4.

Так з рис. 7.1 видно, що для всіх дослідних типів розкривних пісків значення модуля деформації, отримані шляхом компресійних випробувань у різних інтервалах тиску ($\sigma = 0,1 - 0,2; 0,2 - 0,3$ МПа) менші за нормативні значення модуля деформації пісків четвертинних відкладів (останні взяті за табл. В. 1 Додатку В ДБН В.2.1-10-2009 [64], а для суміші піску мілкого та супіску пилуватого – за табл. В. 2 (як для супіску) цього ж додатку). До речі, лінійні графіки залежності модуля деформації (нормативного – для пісків четвертинних відкладів і компресійного – для ущільнених розкривних пісків) від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для піску середньої крупності близькі до паралельних (рис. 7.1 в).

При цьому слід врахувати, що нормативні значення модуля деформації пісків четвертинних відкладів отримано за даними штампових випробувань, а добре відомо [63, 76, 119, 189], починаючи з порівняльних досліджень І.А. Агішева й О.І. Ігнатової, що для щільних ґрунтів без специфічних властивостей (як-то просадочність, здатність до набухання, вміст органіки і т. ін.) достатньо коректно застосування підвищувального перехідного коефіцієнту m_k (звичайно $m_k = 2 - 4$, і він тим більший, чим ґрунт щільніший) на результати компресійних випробувань. Наприклад, для ущільненій суміші розкривних піску мілкого та супіску побудовано з урахуванням впливу m_k на компресійний модуль деформації в інтервалах тиску $\sigma = 0,1 - 0,2; 0,2 - 0,3$ МПа (табл. 7.1), лінійну залежність $\lg E = f(1/\rho_d)$ (рис. 7.2).

З неї видно, що графіки $\lg E = f(1/\rho_d)$ для ущільнених розкривних пісків паралельні їх нормативним аналогам, але перевищують їх за значеннями.

У табл. 7.2 і на рис. 7.3 і 7.4 показано залежності характеристик міцності (позиція 1 – для нормативних значень пісків четвертинних відкладів за довідковими таблицями Додатку В ДБН В.2.1-10-2009 [64], а позиція 2 – для дослідних величин ущільнених розкривних пісків) від питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$.

З табл. 7.2 і рис. 7.3 і 7.4, зокрема, видно, що:

- нормативні значення кута внутрішнього тертя менші за дослідні величини: до 2° для піску мілкого та до 5° для його суміші із супіском;
- нормативні значення питомого зчеплення менші за дослідні величини: на 9 кПа для піску мілкого та на 5 – 6 кПа для його суміші з супіском;
- лінійні графіки $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ та $\lg c = f(1/\rho_d)$ для нормативних значень пісків четвертинних відкладів і дослідних величин ущільнених розкривних пісків близькі до паралельних.

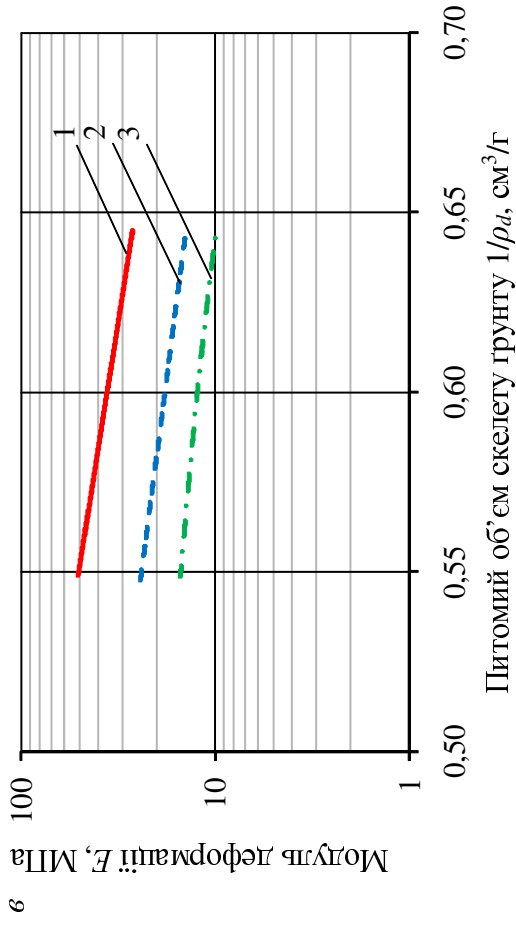
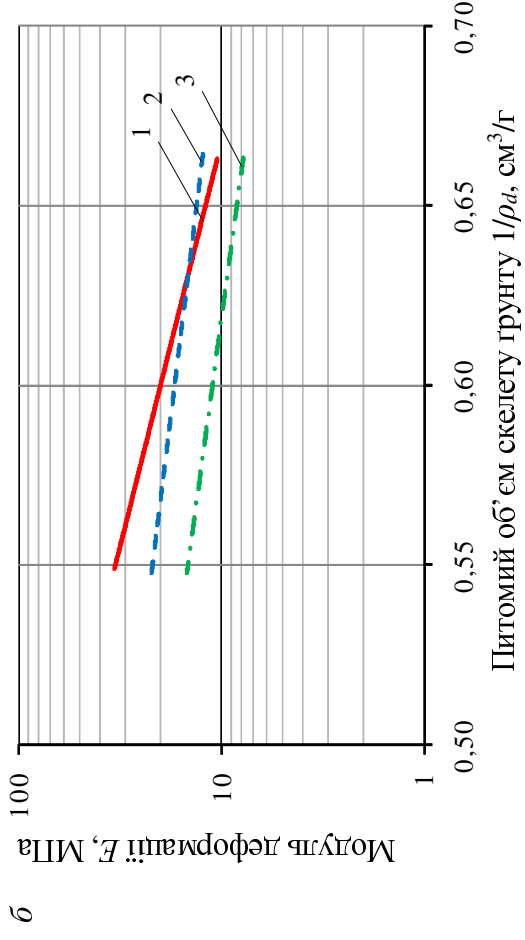
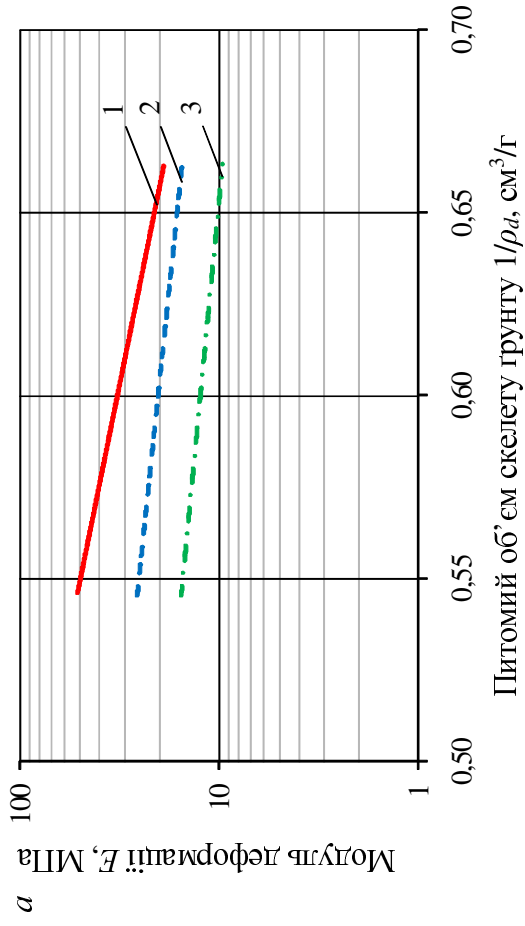


Рис. 7.1 – Порівняння графіків залежності модуля деформації від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$: 1 – за табл. В.1 додажок В ДБН В.2.1-10-2009; 2 – за даними компресійних випробувань для інтервалу тиску $\sigma = 0,2 \div 0,3$ МПа; 3 – за даними компресійних випробувань для інтервалу тиску $\sigma = 0,1 \div 0,2$ МПа для різних видів піску: а – мілкого; б – мілкого з домішками супіску; в – середньої крупності

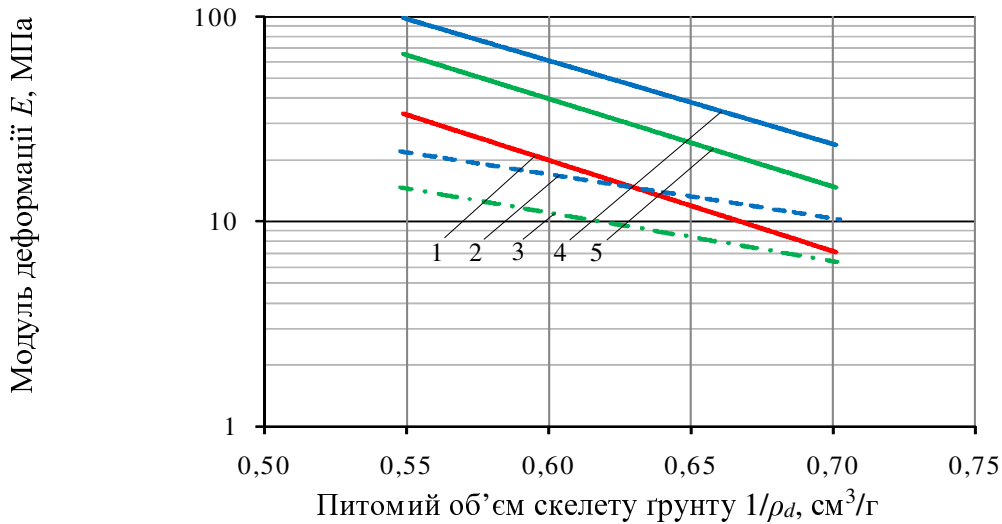


Рис. 7.2 – Порівняння графіків залежності модуля деформації від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для піску м'якого з домішками супіску: 1 – за табл. В.1 додаток В ДБН В.2.1-10-2009; 2, 3 – за даними компресійних випробувань для інтервалів тиску $\sigma = 0,1 \div 0,2$ МПа і $\sigma = 0,2 \div 0,3$ МПа відповідно; 4, 5 – за даними компресійних випробувань ($\sigma = 0,2 \div 0,3$ МПа і $\sigma = 0,1 \div 0,2$ МПа відповідно) з урахуванням коефіцієнту m_k ;

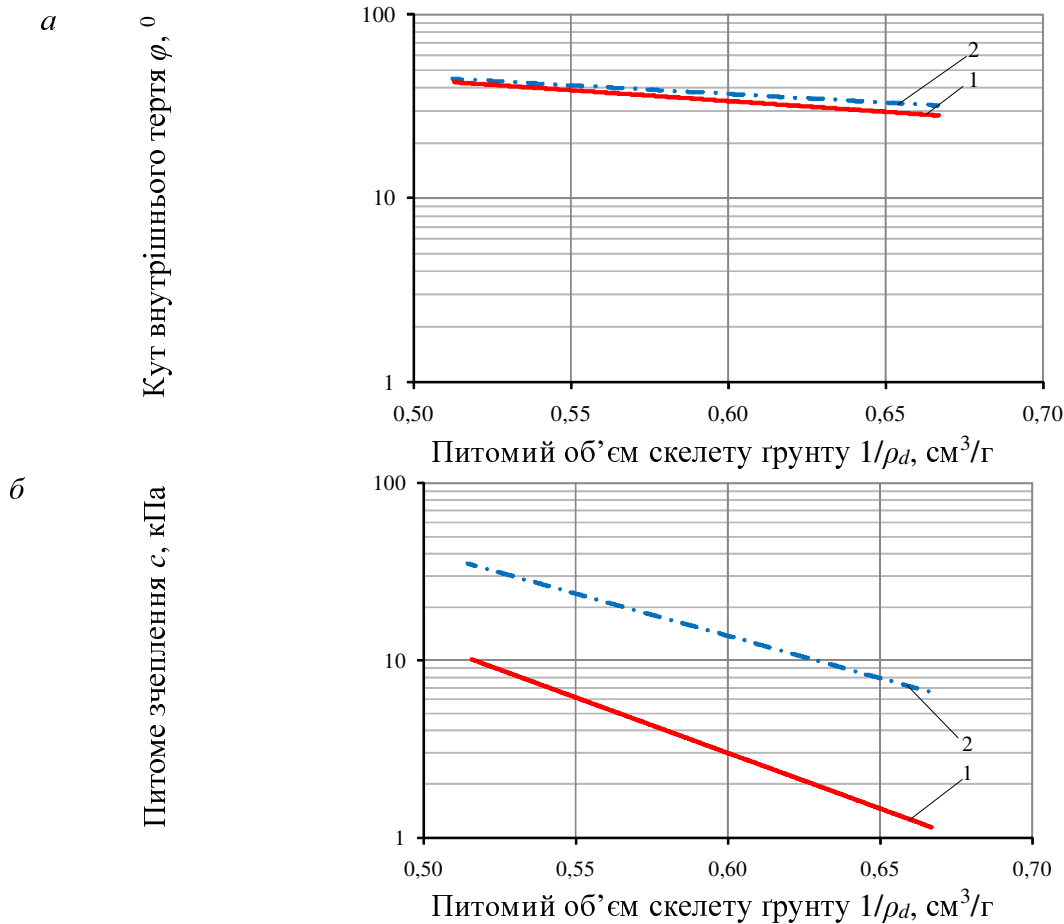


Рис. 7.3 – Порівняння графіків залежності: а – кута внутрішнього тертя $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$; б – питомого зчеплення $\lg c = f(1/\rho_d)$ піску м'якого від питомого об'єму скелета ґрунту: 1 – за табл. В.1 додаток В ДБН В.2.1-10-2009; 2 – за результатами досліджень авторів

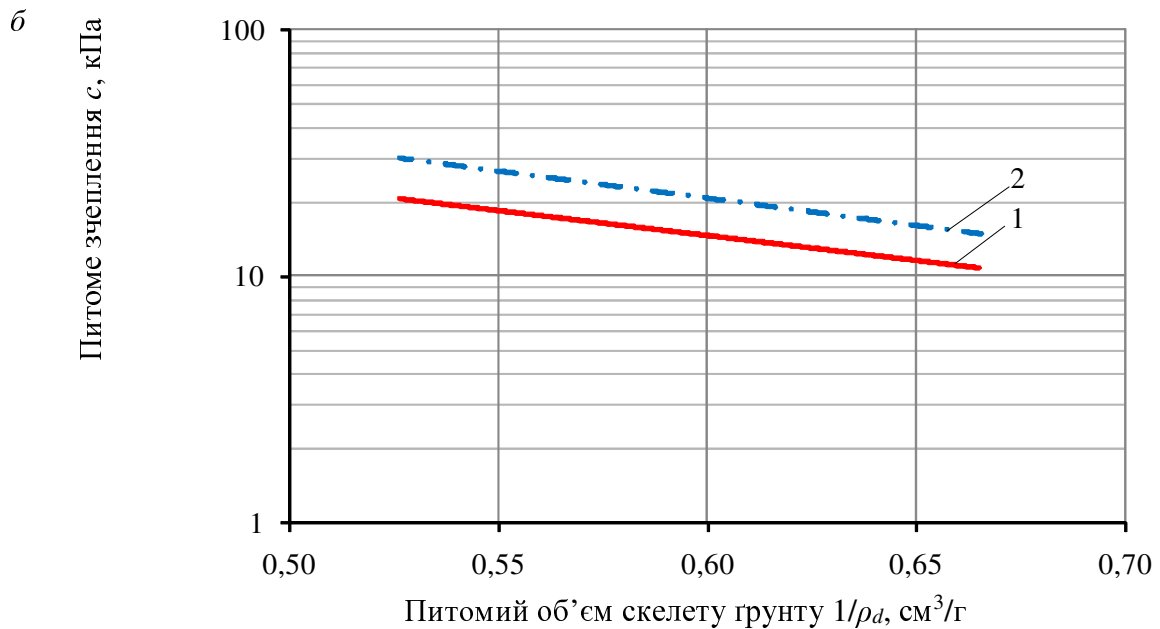
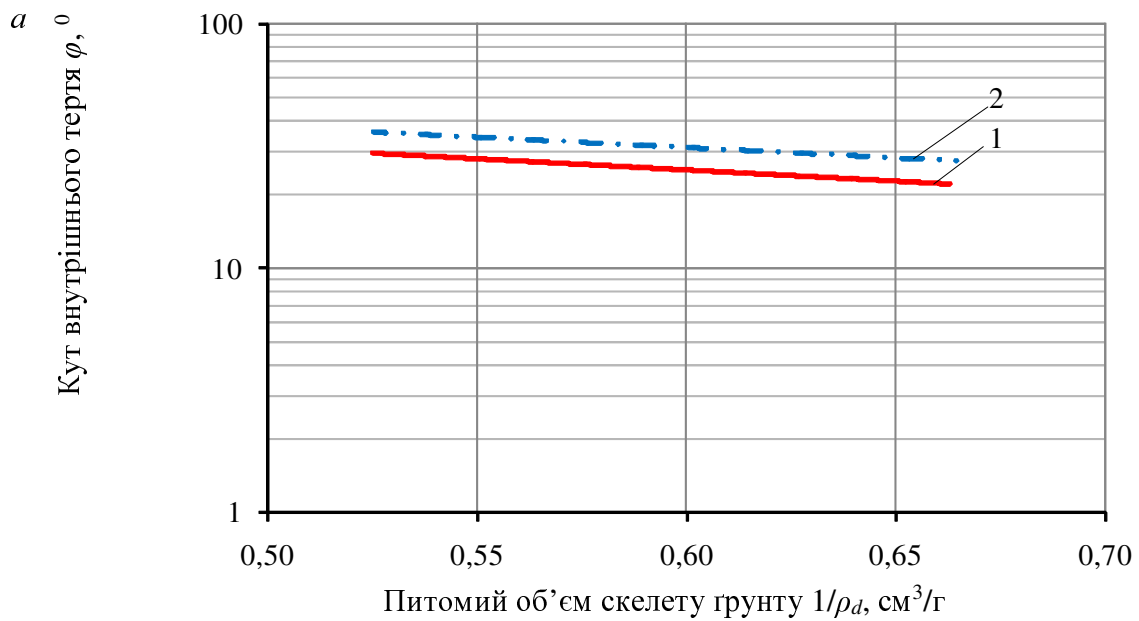


Рис. 7.4 – Графіки залежності: а – кута внутрішнього тертя $\ell g \varphi = f(1/\rho_d)$; б – питомого зчеплення $\ell g c = f(1/\rho_d)$ піску мілкого з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту: 1 – за табл. В.1 додаток В ДБН В.2.1-10-2009; 2 – за результатами досліджень авторів

Таблиця 7.1 – Значення перехідного коефіцієнта m_k в залежності від коефіцієнта пористості e (питомого об'єму скелета ґрунту $1/\rho_d$) для супісків

Коефіцієнт пористості e	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85
Питомий об'єм скелета ґрунту $1/\rho_d$, $\text{см}^3/\text{г}$	0,549	0,587	0,625	0,663	0,701
Перехідний коефіцієнт, m_k	4	4	3,5	3	2

Таблиця 7.2 – Порівняння величин характеристик міцності ущільнених укочуванням розкривних пісків, визначених за довідковими таблицями Додатку В ДБН В.2.1-10-2009 [64] і результатами досліджень авторів

Коефіцієнт пористості e			0,45	0,55	0,65
Питомий об'єм скелета ґрунту $1/\rho_d$, см ³ /г			0,549	0,587	0,625
Пісок мілкий	кут внутрішнього тертя φ , °	за методикою автора ($w = 12,5 \div 15\%$)	41,2	38,0	35,0
		за додатком В ДБН В.2.1-10-2009 [64]	38	36	32
	питоме зчеплення c , кПа	за методикою автора ($w = 12,5 \div 15\%$)	24,1	15,9	10,5
		за додатком В ДБН В.2.1-10-2009 [64]	6	4	2
Пісок мілкий з домішками супіску пилюватого	кут внутрішнього тертя φ , °	за методикою автора ($w = 7,5 \div 10\%$)	34,5	32,1	29,9
		за додатком В ДБН В.2.1-10-2009 [64]	28	26	24
	питоме зчеплення c , кПа	за методикою автора ($w = 7,5 \div 10\%$)	26,9	22,1	18,2
		за додатком В ДБН В.2.1-10-2009 [64]	19	15	13

Таким чином, комплексно у лабораторних і натурних умовах встановлено, що за однакових значень фізичних властивостей величини механічних характеристик ущільнених розкривних пісків подушок дещо вищі за такі ж нормативні показники пісків четвертинних відкладів за довідковими таблицями Додатку В ДБН В.2.1-10-2009, зокрема, для піску мілкового кут внутрішнього тертя – на 2°, а питомого зчеплення – на 9 кПа.

7.2. Пропозиції із розроблення просторових моделей піщаних подушок

Як сказано в п. 1.6, є певний недолік норм стосовно подушок, що полягає у відсутності вимог до визначення механічних властивостей ущільнених ґрунтів при геотехнічному супроводженні зведення цих масивів. Підвищити якість і надійність проектування та зведення геомасивів з розкривних порід можливо удосконаленням геоінформаційних технологій (ГТ): створення регіональних геоінформаційних баз даних; урахування взаємозв'язку між фізичними і механічними властивостями ґрунтів; складання карт територій за характерними ґрунтовими комплексами; ізополів механічних властивостей ґрунту в плані й за глибиною ділянки; розроблення 3D моделей ґрунтових умов ділянки; реалізація моделей імовірнісного опису розподілів випадкових величин властивостей ґрунтів природних і штучних масивів, тощо.

Перелічені пропозиції з удосконалення ГТ спрямовані на підвищення якості та надійності проектування основ і фундаментів будівель та споруд, слід

апробувати практикою геотехніків, зокрема для геомасивів з розкривних пісків. У геопроєктах геологи-вишукувачі проєктувальники-геотехніки працюють за умов дефіциту й невизначеності вихідних даних, бо дані інженерно-геологічних вишукувань (ІГВ) є нечітка кількість значень характеристик ґрунтів, дискретно заданих у просторово розрізнених точках масиву.

Між геологами та геотехніками необхідний інтерактивний діалог, особливо для проєктів відповідальних споруд. Але він практично відсутній, а є лише експертні оцінки й правила розподілу відповідальності між геологами й проєктувальниками, засновані на обов'язкових принципах і процедурах нормативних документів, які майже не змінилися за минулі десятиріччя. За цей час ГТ пішли далеко вперед, створивши нові можливості для обробки геотехнічної інформації та взаємодії між геологами і проєктувальниками.

Зараз операції отримання, обробки, передачі та використання даних ІГВ (виділення інженерно-геологічних елементів (ІГЕ), в яких характеристики ґрунтів умовно приймають постійними; побудова розрізів; складання звітів) переважно виконують вручну на базі суб'єктивних оцінок, а зберігають на паперових носіях. При цьому, хоча й використовують комп'ютери, частка ручних операцій і суб'єктивізму велика. Після отримання звіту з даними ІГВ геотехнік-проєктувальник повинен «розпакувати» ці дані, тобто виконати ті самі операції, які раніше здійснив геолог, але в зворотному порядку. Отже, фактично виконується подвійна робота.

Проєктувальнику потрібні не лише дані про ІГЕ, але й детальні числові 3D-розподіли характеристик ґрунтів, кожного з них. Такі розподіли потрібно будувати за просторово розрізненими даними, що мають суттєву дисперсію. Однозначно це зробити неможливо, тому й тут є частка суб'єктивізму. Це, як підтверджує моніторинг, призводить до недостатньо коректних підсумків розрахунків. Зокрема, розрахункові осідання можуть у два рази і більше перевищувати виміряні, а похибку в 30 – 50 % вважають допустимою. Тому і геолог, і проєктувальник прагнуть до консервативних рішень (геолог занижує значення властивостей ґрунтів, а проєктувальник завищує запаси надійності).

Геотехнічні моделі – ще одне джерело похибок і невизначеностей. Так достовірний прогноз кренів будівель і споруд можливий лише з урахуванням локальної міцності ґрунту за периметром фундаменту, а геологи дають її з великим розкидом і не за периметром фундаменту.

В рекомендаціях [64, 163] із визначення кренів цю периферійну міцність ґрунту не враховують, через що крени споруд можуть перевищити допустимі значення. Тому допустимі значення середніх осідань жорстких споруд [64, 163] вибрані за експертними оцінками зв'язку між випадковими кренами й середніми осіданнями.

На сучасному рівні ГТ можливо повністю виключити ручні операції, суб'єктивізм і паперові носії інформації та забезпечити діалог між геологами й проєктувальниками на базі комп'ютерного моделювання віртуальної системи «основа – будівля – споруда» (СОБС) для оцінювання її чутливості до варіацій даних ІГВ. При цьому дані ГТ у вигляді цифрових масивів слід записувати на електронному носіїві в цифровому форматі, вводити в комп'ютер on-line чи

передавати Інтернетом і відразу вводити в комп'ютер, зіставляючи з цифровою моделлю споруди.

Для цього потрібно таке.

1. Вимірювальний інструментарій доцільно обладнати цифровими датчиками, що реєструють дані вимірювань.

2. Цифрові дані випробувань та ІГВ можливо передавати з датчиків у комп'ютер, калібрувати їх і розраховувати шляхом інтерполяції 3D-цифрові масиви цих даних – розподіл характеристик ґрунту та гідрогеології.

3. Для комп'ютерного розрахунку краще використовувати не частково-постійні, а безперервні 3D-розподіли властивостей ґрунтів, побудовані автоматично за інтерполяційними виразами.

4. Задаючи різні перерізи 3D цифрових масивів, можливо будувати цілий ряд геологічних графічних перерізів з безперервними ізолініями характеристик й аксонометрією залягання ґрунтів.

5. Використання безперервних гладких цифрових 3D масивів простіше для комп'ютерного розрахунку стислої товщі, глибини пластичних зон під краями фундаменту, осідань і кренів будівлі, коефіцієнтів жорсткості основи з подальшим порівнянням із комп'ютерною моделлю будівлі (споруди).

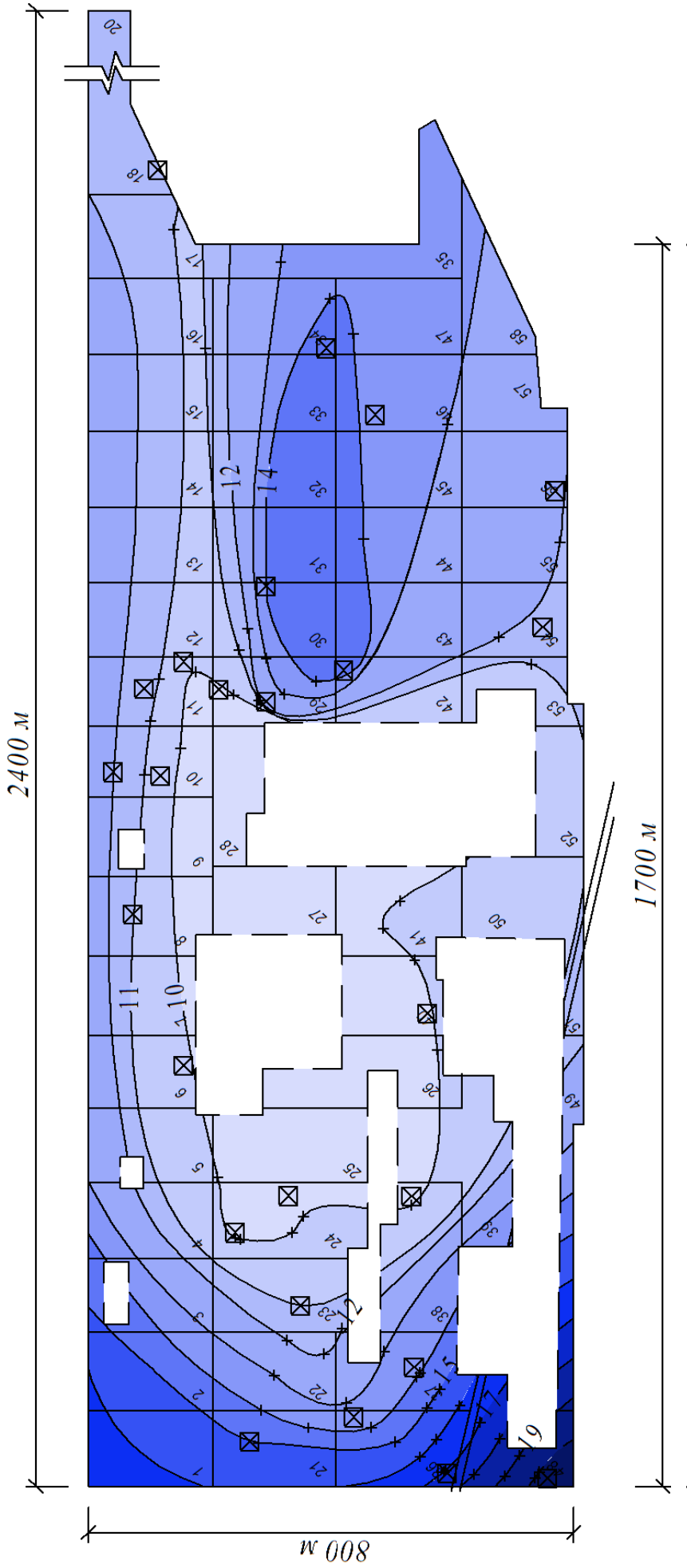
6. Для врахування впливу невизначеності даних ІГВ на підсумки СОБС слід проводити цикли математичного моделювання, варіюючи ці дані для оцінювання чутливості СОБС, що дає детальнішу інформацію за моніторинг.

На рис. 7.5 – 7.8 і А.26 – А.29 додатку А подано достатньо характерні приклади побудови ізополів нормативних значень механічних властивостей ущільненого шляхом укочування двох видів піску (мілкого однорідного та мілкого з домішками супіску пилюватого) в плані подушки під споруди електрометалургійного заводу «Vorskla Steel» для діапазону глибин, що не перевищує 1 – 1,5 м.

Зокрема, на рис. 7.5, 7.6, А.26, А.27 показано ізополя величин модуля деформації E (за умов випробувань при компресійному тиску $\sigma = 0,1 - 0,2$ та $\sigma = 0,2 - 0,3$ МПа), дослідних розкривних пісків.

На рис. 7.7, 7.8, А.28, А.29 бачимо аналогічним чином побудовані ізополя значень кута внутрішнього тертя φ та питомого зчеплення c для цих же ґрунтів.

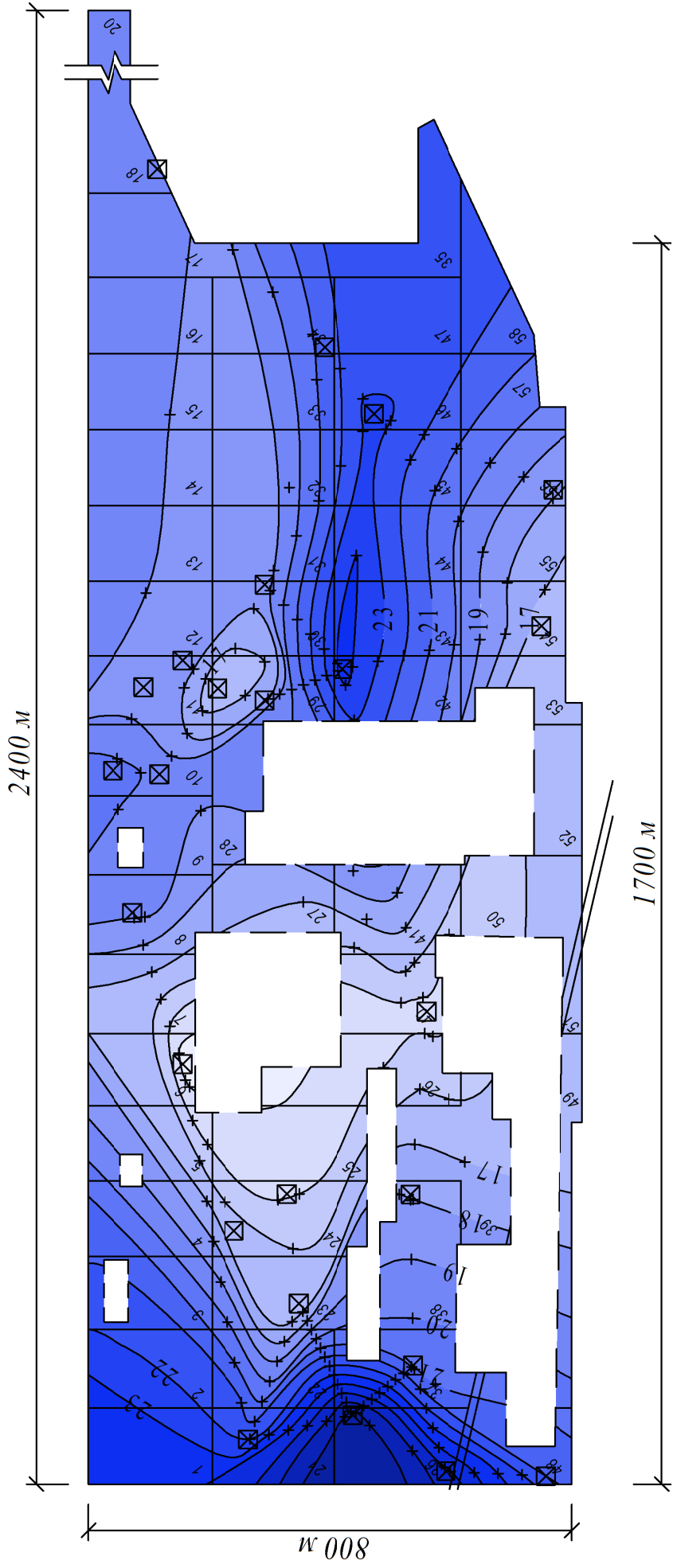
Отже, шляхом удосконалення геоінформаційних технологій обґрунтовано нові напрямки підвищення якості та достовірності проектування геомасивів з ущільнених розкривних порід, зокрема побудови ізополів нормативних значень модуля деформації та параметрів міцності ущільнених укочуванням різних видів піску в плані подушки для діапазону глибин 1 – 1,5 м.



Умовні позначення:

- - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ⊠ - пункти відбирання ґрунту
- 13 - - ізоліній значень модуля деформації, МПа
- 35- номер карти

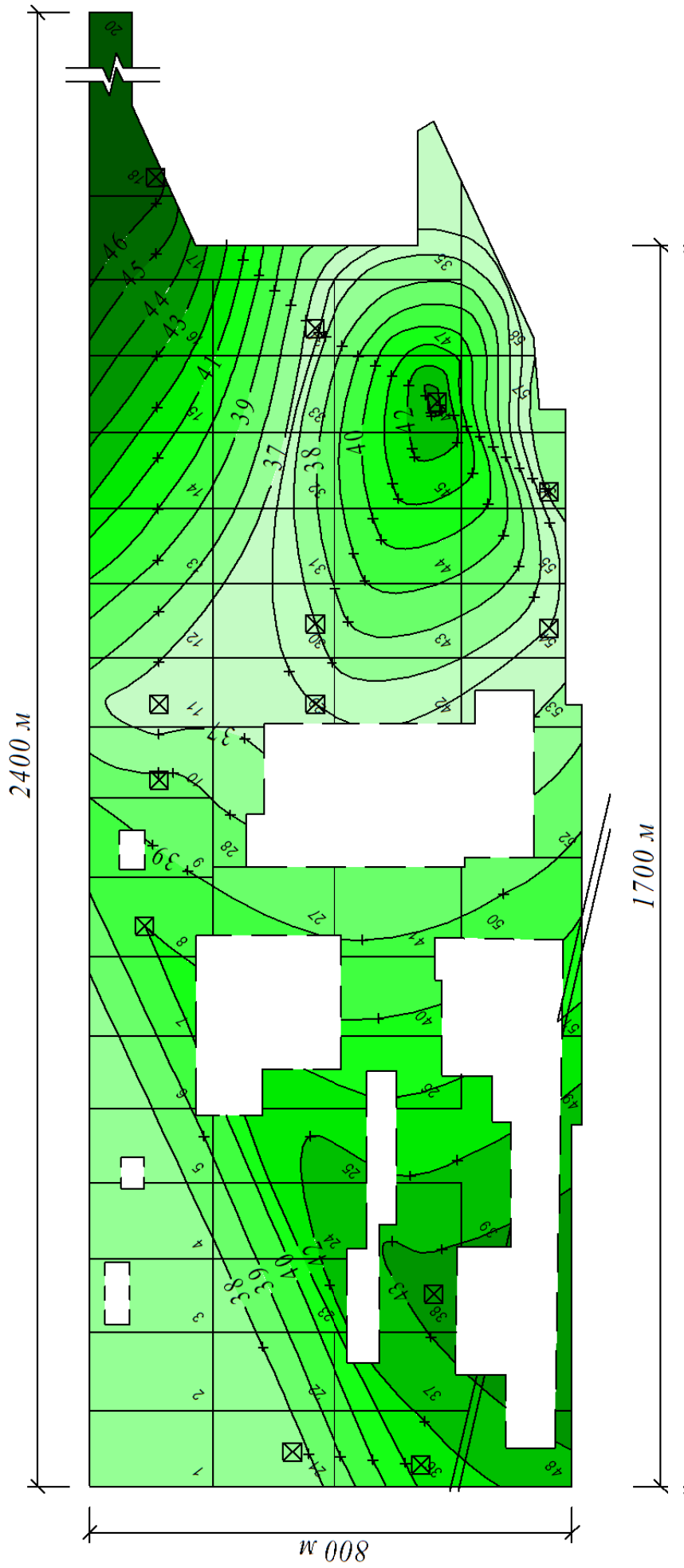
Рис. 7.5 – Ізополя величин модуля деформації E (за умов випробувань при компресійному тиску $\sigma = 0,1 - 0,2$ МПа), МПа, уцілюненого укочуванням піску м'якого однорідного шарів подушки під споруди заводу «Vorskla Steel»



Умовні позначення:

- □ - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ⊠ - пункти відбирання ґрунту
- - - ізоляції значень модуля деформації, МПа
- 35- номер карти

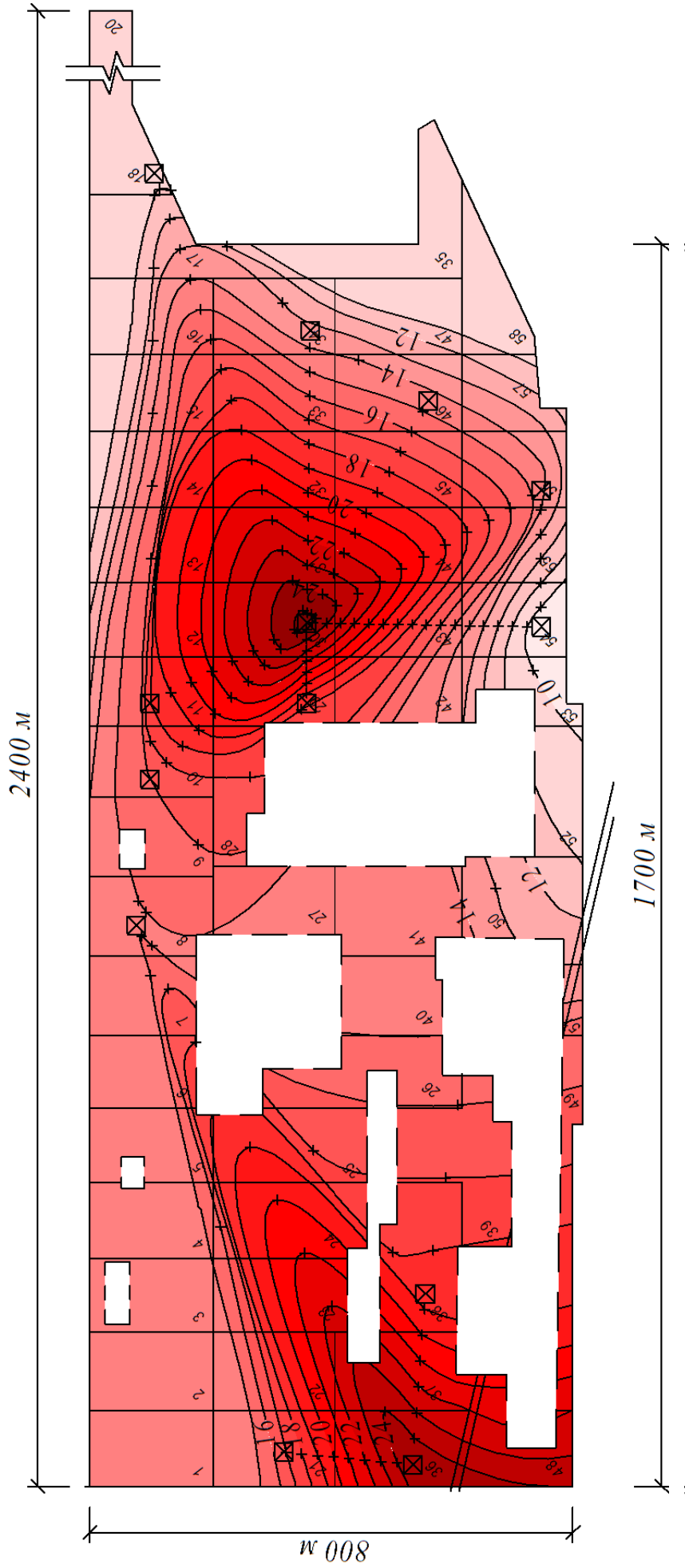
Рис. 7.6 – Ізополя величин модуля деформації E (за умов випробувань при компресійному тиску $\sigma = 0,2 - 0,3$ МПа), МПа, уцільненого укочуванням піску мілкого однорідного шарів подушки під споруди заводу «Vorshla Steel»



Умовні позначення:

- - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ⊠ - пункти відбирання ґрунту
- 43 - - ізолінії значень кута внутрішнього тертя, град
- 35 - номер карти

Рис. 7.7 – Ізополя значень кута внутрішнього тертя φ , град, уцільненого укочуванням піску мілкого однорідного шарів подушки під споруди заводу «Voraska Steel»



Умовні позначення:

- ⊗ - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки □ ⊗ - пункти відбирання ґрунту
- 14 - - ізолінії значень питомого зчеплення, кПа 35 - номер карти

Рис. 7.8 – Ізополя величин питомого зчеплення c , кПа, ущільненого укочуванням піску мілкою однорідного шарів подушки під споруди заводу «Voraska Steel»

7.3. Проект рекомендацій з геотехнічного супроводження улаштування піщаних подушок з розкривних малозв'язних порід

Підсумки вищерозглянутих досліджень увійшли в проект «Рекомендацій з геотехнічного супроводження улаштування піщаних подушок із розкривних малозв'язних порід», які містять вимоги до виконання та приймання робіт зі зведення піщаних подушок з розкривних пісків і призначені для інженерно-технічних робітників вишукувальних, проектних і будівельних організацій, студентів, що вчаться за напрямом «Будівництво». Вони відповідають вимогам діючою в будівництві нормативної бази й не поширюються на піщані подушки в сейсмічних районах і зонах вічномерзлих ґрунтів, карсту й ґрунтів, які містять водорозчинні мінерали та породи тощо.

До особливостей «Рекомендацій...» доцільно віднести такі їх положення:

– види контролю й особливості його проведення в технологічному процесі залежно від їх місця та часу (стадії контролю), як-то:

– вхідний – лабораторний контроль параметрів розкривних пісків у кар'єрі: їх гранулометричний склад, щільність частинок, вологість; визначення величин оптимальної вологості й максимальної щільності скелету ґрунту, відповідних їм значень модуля деформації, параметрів міцності ущільнених пісків і т. ін.;

– операційний – визначення у межах подушки оптимальної товщини шару ґрунту, що укочують, з умови забезпечення проектної щільності ґрунту та з урахуванням типу котків, режимів роботи, кількості проходів слідом; фіксація технологічних параметрів ущільнення (товщина шару ґрунту до та після укочування, тип котку, режими роботи, кількість проходів за слідом); розрахунок мінімальної кількості визначень, необхідних для статистичної обробки даних контролю укочування ґрунтів при складанні добових звітів контролю; призначення пунктів відбирання у ріжучі кільця зразків ґрунтів з кожного шару подушки (по 3 зразки ґрунту на кожні 300 м²); лабораторні дослідження фізико-механічних характеристик ущільнених пісків і т. ін.;

– приймальний – дослідження фізико-механічних характеристик ущільнених пісків у межах подушки в польових умовах шляхом штампових статичних випробувань чи статичного зондування чи в лабораторних умовах їх зразків, відібраних з шурфів; їх дані фіксують в актах на скриті роботи;

– особливості методик встановлення графічних і аналітичних залежностей взаємозв'язку модуля деформації та характеристик міцності ущільнених розкривних пісків з їх фізичними властивостями з урахуванням впливу параметрів укочування;

– особливості проведення робіт у зимовий період;

– особливості лабораторних і польових методів визначення величин оптимальної вологості та максимальної щільності скелету ґрунту;

– оцінювання ефективності ущільнення пісків при зведенні подушок;

– перелік необхідної діючої нормативної бази.

7.4. Впровадження результатів роботи в практику проектування та геотехнічного супроводження зведення піщаних подушок із розкривних порід

Результати досліджень упроваджено при складанні п. 9.6 «Проектування на насипних та намивних ґрунтах» ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування». Враховано такі підсумки геотехнічного супроводження зведення піщаних подушок з розкривних порід: нові дослідні дані геотехнічних властивостей ущільнених укочуванням малозв'язних розкривних порід у складі подушок; взаємозв'язок модуля деформації та характеристик міцності ущільнених розкривних пісків з їх фізичними властивостями з урахуванням впливу параметрів укочування; удосконалену методику моделювання методом скінчених елементів процесу укочування розкривних порід у складі подушки.

Практичне впровадження підсумків роботи здійснювалося шляхом:

- визначення оптимальних параметрів укочування трьох характерних типів розкривних малозв'язних порід Єристовського та Лавриковського родовищ: піску мілкого, однорідного; суміші піску мілкого, однорідного з супіском пилюватим; піску середньої крупності, однорідного;
- геотехнічного контролю якості ущільнення розкривних пісків шарів подушки товщиною 4-6 м площею 190 га під споруди електрометалургійного заводу «Vorskla Steel» прямого відновлення заліза потужністю 3 млн. т. слябів на рік поблизу м. Горішні Плавні Полтавської області;
- розрахунку розмірів фундаментів при розробленні робочих проектів, – що реалізовано на об'єктах електрометалургійного заводу «Vorskla Steel», зокрема при проектуванні фундаментів на піщаній подушці з розкривних пісків під стійки фахверка в осях 1, 9 центральної механічної майстерні. Економічний ефект на цьому об'єкті склав 29,978 тис. грн.

Загальний проект піщаної подушки виконано ДП «УКРГИПРОМЕЗ» (м. Дніпро). Пошарове ущільнення розкривних пісків при зведенні насипу виконано організаціями: ДП «Одестрансбуд»; ТОВ «Краматорська транспортна компанія»; ТОВ «Укренергобудмеханізація»; ТОВ «Гідромеханізація».

7.5. Висновки до розділу 7

1. В результаті комплексних натурних, лабораторних та аналітичних досліджень удосконалено методику прогнозування геотехнічних властивостей різних типів ущільнених розкривних пісків подушок за параметрами їх укочування: початковою товщиною шару відсипаного піску; початковою щільністю скелету ґрунту після відсипання і розрівнювання шару; розмірами барабану котка; наявністю у нього кулачків; зниженні поверхні шару під котком; режимом його роботи, – отримують щільність скелету ущільненого

грунту та відповідні їй величини модуля деформації та параметрів міцності ґрунту кожного шару подушки.

2. Встановлено, що за однакових значень фізичних властивостей величини механічних характеристик ущільнених розкритих пісків подушок дещо вищі за такі ж нормативні показники пісків четвертинних відкладів за довідковими таблицями Додатку В ДБН В.2.1-10-2009, зокрема, для піску мілкого кут внутрішнього тертя – на 2° , а питомого зчеплення – на 9 кПа.

3. Обґрунтовано шляхи підвищення якості проектування подушок з ущільнених розкритих пісків за рахунок удосконалення геоінформаційних технологій, зокрема побудови ізополів нормативних значень модуля деформації, кута внутрішнього тертя та питомого зчеплення ущільнених укочуванням різних видів піску в плані подушки під виробничі споруди для діапазону глибин, що не перевищує 1-1,5 м.

4. Результати досліджень реалізовано при складанні п. 9.6 «Проектування на насипних і намивних ґрунтах» ДБН В.2.1-10-2009, при проектуванні та геотехнічному супроводженні зведення з розкритих пісків подушки площею 190 га товщиною 4 – 6 м під споруди електromеталургійного заводу «Vorskla Steel» прямого відновлення заліза потужністю 3 млн. т. слябів на рік у м. Горішні Плавні й при проектуванні фундаментів центральної механічної майстерні на цій подушці. Економічний ефект при цьому склав близько 30 тис. грн.

ЛІТЕРАТУРА

1. Абелев М.Ю. Строительство промышленных и гражданских сооружений на слабых водонасыщенных грунтах / М.Ю. Абелев. – М.: Стройиздат, 1983. – 248 с.
2. Алексеев М.М. Об использовании шламов металлургических заводов в качестве материала для искусственных оснований / М.М. Алексеев, В.П. Стеценко // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1983. – Вып. 16. – С. 5–7.
3. Альберт, И.У. Методы количественной оценки надежности системы «основание – фундамент – сооружение» с устройствами сейсмоизоляции и сейсмозащиты: автореф. дис. ... док. техн. наук: 05.23.02 / И.У. Альберт. – С.-Пб.: ВНИИГ, 2011. – 32 с.
4. Ананьев И.В. Уплотнение лессовых грунтов / И.В. Ананьев, Н.В. Воляник. – Ростов-на-Дону: Изд-во Ростов. ун-та, 1989. – 128 с.
5. Андреева Т.В. Новые аспекты в теории формирования недоуплотненности лёссовых грунтов / Т.В. Андреева // Новые идеи в инженерной геологии. – М.: Наука, 1996. – 52 с.
6. Андреева А.В. Расчёт критериев виброустойчивости песчаных насыпей автомобильных дорог на слабых грунтах / А.В. Андреева, А.В. Смирнов // Тр. международ. конф. по геотехнике «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета». – С.-Пб.: АСВ, 2005. – Т. 2 – С. 211–215.
7. Антонов В.М. Проектирование зданий при особых условиях строительства и эксплуатации / В.М. Антонов, В.В. Леденев, В.И. Скрылев: Уч. пособие. – Тамбов: Тамб. гос. техн. ун-та, 2002. – 240 с.
8. Аугусти Г. Вероятностные методы в строительном проектировании / Г. Аугусти, А. Баррата, Ф. Кашиати. – М.: Стройиздат, 1988. – 584 с.
9. Бабешко В.А. Динамика неоднородных линейно-упругих сред / В.А. Бабешко, Е.В. Глушков, Ж.Ф. Зинченко – М.: Наука, 1989. – 343 с.
10. Балыков Б.И. Способ оценки представительности проб крупнообломочного грунта при инженерно-геологических изысканиях и геотехконтроле качества уплотнения / Б.И. Балыков // Инженерная геология. – 2007. – С. 21–25.
11. Барвашов В.А. О геометризации слоистых грунтовых массивов / В.А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2006. – № 5. – С. 8–13.
12. Барвашов В.А. Компьютеризация взаимодействия между изыскателями и проектировщиками / В.А. Барвашов, Г.Г. Болдырев // Геотехника. – 2010. – № 2. – С. 45 – 49.
13. Барвашов В.А. Чувствительность системы «основание – фундамент – сооружение» / В.А. Барвашов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – № 3. – С. 10 – 14.
14. Безволев С.Г. Методика учета деформируемости неоднородного упругопластического основания при расчете фундаментных плит / С.Г. Безволев // Тр. международ. геотехнического симпозиума «Фундаменты в сложных инженерно-геологических условиях», 2003. – С. 8–14.
15. Бекбасаров И.И. Контроль деформационно-прочностных характеристик грунтов в процессе их уплотнения / И.И. Бекбасаров, С.К. Шилибеков // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2002. – №5. – С. 93–94.
16. Беляев Ю.К. Вероятностные методы выборочного контроля / Ю.К. Беляев. – М.: Наука, 1975. – 406 с.
17. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса: монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.
18. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений / В.В. Болотин. – М.: Стройиздат, 1971. – 255 с.
19. Бровко И.С. Комплексное обоснование решения геотехнических проблем взаимного влияния фундаментов, устраиваемых с вытеснением грунта, и их взаимодействия с основаниями в геологических условиях Юга Казахстана: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / И.С. Бровко. – Астана: ЕНУ, 2008. – 41 с.
20. Бугаев В.Т. Уплотнение сыпучего материала в условиях одномерной деформации / В.Т. Бугаев, С.В. Бугаева // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2007. – Вып. 66. – С. 106 – 113.
21. Бугров А.К. Анизотропные грунты и основания сооружений / А.К. Бугров, А.И. Голубев. – С.-Пб.: Недра, 1993. – 245 с.
22. Бугров А.К. Определение вероятностных характеристик активного давления грунта методом Монте-Карло / А.К. Бугров, В.Г. Шилин // Реконструкция городов и геотехническое строительство, 2003. – № 5. – С. 92–94.
23. Бугрова Е.А. Напряженно-деформированное состояние искусственных оснований в нелинейной стадии их работы: автореф. дис.... канд. техн. наук: 05.23.02/ Е.А. Бугрова. – СПб.: ВНИИГ, 1992.– 17 с.

24. Ван Импе В. Проектирование, строительство и мониторинг насыпей на шельфе в условиях слабых грунтов / В. Ван Импе, Р.Д. Верастеги Флорес. – С-Пб.: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2007. – 164 с.
25. Васечко А.В. Аварии и деформации зданий, возведенных на неоднородных грунтах / А.В. Васечко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – № 5. – С. 27–28.
26. Великодний Ю.И. Экспериментальные исследования особенностей выявления взаимосвязи между показателями физического состояния и прочностными свойствами связных грунтов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Ю.И. Великодний. – Одесса: ОИСИ, 1974. – 30 с.
27. Використання малозв'язних розкривних порід для улаштування штучних основ / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, П.М. Омельченко, С.М. Манжалій // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71. – Кн. 2 – К.: НДБК, 2008. – С. 83 – 92.
28. Винников Ю.Л. Взаємозв'язок модуля деформації ущільнених малозв'язних ґрунтів з їх фізичними характеристиками / Ю.Л. Винников, Р.М. Лопан // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. Вып. 56. – Дн.: ПГАСА, 2010. – С. 92 – 96.
29. Винников Ю.Л. Використання відходів гірничо-збагачувальної промисловості для улаштування штучних основ / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, П.М. Омельченко // Вісник ОДАБА. – Одеса: ОДАБА, 2009. – Вип. № 36. – С. 75 – 83.
30. Винников Ю.Л. Використання розкривних порід кар'єрів залізних кварцитів для піщаних подушок / Ю.Л. Винников, Р.М. Лопан // Науковий журнал (Геологія. Гірництво. Нафтогазова справа) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 1 (1). – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 63 – 75.
31. Винников Ю.Л. Вплив вібраційного режиму котків на ущільнення малозв'язних розкривних порід / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, Р.М. Лопан // Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПНТУ, 2009. – Вип. 3 (25), Т. 1. – С. 40 – 49.
32. Винников Ю.Л. Геотехнические проблемы устройства массивных насыпей / Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, Р.Н. Лопан // Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции: Материалы VIII Всероссийской (II Междуна.) конф. НАСКР-2014. – Чебоксары: Изд-во Чуваш. ун-та. – 2014. – С. 342 – 346.
33. Винников Ю.Л. Дослідження механічних характеристик ущільнених матеріалів ґрунтових подушок як випадкових величин / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Вісник ДНУЗТ ім. акад. В. Лазаряна. – Дн-вск: ДНУЗТ, 2010. – Вип. 32. – С. 26 – 30.
34. Винников Ю.Л. Імовірнісні методи в геотехніці / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 1 (43). – Полтава: ПолтНТУ, 2015. – С. 93 – 111.
35. Винников Ю.Л. Исследования геотехнических свойств уплотненных малосвязанных грунтов насыпей / Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, Р.Н. Лопан // Сб. Тр. IV междунар. симпозиума «Превентивные геотехнические меры по уменьшению природных и техногенных бедствий». – Хабаровск: ДВГУПС, 2011. – С. 372 – 377.
36. Винников Ю.Л. К оценке неоднородности сложения грунтовых подушек / Ю.Л. Винников, М.А. Харченко, А.В. Яковлев // Материалы V Международ. науч.-техн. конф. «Надежность и долговечность строительных материалов, конструкций и оснований фундаментов». – Волгоград: ВолГАСУ, 2009. – С. 193 – 200.
37. Винников Ю.Л. Комплексные исследования геотехнических свойств искусственных грунтовых массивов / Ю.Л. Винников, В.И. Коваленко, М.А. Харченко, Р.Н. Лопан // Научный потенциал молодых ученых для инновационного развития строительного комплекса Нижнего Поволжья: Тр. Междунар. науч.-практ. конф. – Волгоград: ВолГАСУ, 2011. – Т. 1. – С. 13 – 32.
38. Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі: Монографія / Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ імені Юрія Кондратюка, 2016. – 280 с., видання друге, перероблене і доповнене.
39. Винников Ю.Л. Оцінка ймовірності відмови ґрунтових подушок / Ю.Л. Винников, А.М. Пашенко, В.В. Чернявський, М.О. Харченко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 69 – 77.
40. Винников Ю.Л. Порівняння характеристик міцності укочених розкривних пісків з даними будівельних норм / Ю.Л. Винников, Р.М. Лопан, А.В. Самандрос // Комунальне господарство міст: наук.-техн. зб. – Харків: ХНАМГ, 2012. – Вип. 103. – С. 63 – 68.
41. Винников Ю.Л. Про вплив змінності технологічних параметрів при зведенні масивних насипів / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко // Стр-во, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. Вып. №50. – Дн-вск: ПГАСА, 2009. – С. 109 – 114.

42. Винников Ю.Л. Рівняння взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ущільнених розкривних малозв'язних ґрунтів з урахуванням параметрів їх укочування / Ю.Л. Винников, Р.М. Лопан // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 2 (30). – Полтава: ПНТУ, 2011. – С. 168 – 179.
43. Винников Ю.Л. Сучасна практика чисельного моделювання для оцінювання напружено-деформованого стану штучних основ / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, В.І. Марченко // Зб. наук. праць IV Всеукраїнської наук.-практ. конф. «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки». – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – С. 75 – 80.
44. Винников Ю.Л. Умови забезпечення тривалої міцності штучних ґрунтових масивів / Ю.Л. Винников, В.І. Коваленко, М.О. Харченко, Р.М. Лопан // Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПНТУ, 2010. – Вип. 2 (27). – С. 111 – 117.
45. Винников Ю.Л. Шляхи підвищення ефективності геотехнічного супроводження зведення піщаних подушок / Ю.Л. Винников, Р.М. Лопан // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 23. – Рівне: НУВГП, 2012. – С. 548 – 554.
46. Винников Ю.Л. Шляхи підвищення інформативності інженерно-геологічних досліджень / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан // Зб. наук. праць III Всеукраїнської наук.-практ. конф. «Проблеми й перспективи розвитку академічної та університетської науки». – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – С. 4 – 8.
47. Винокуров Е.Ф. Опыт использования метода интенсивного динамического уплотнения грунтов в Белорусской ССР / Е.Ф. Винокуров, П.Н. Макарук, В.В. Лобанов // Основания и фундаменты: Республ. межвед. науч.-техн. сб. – К.: Будивельник, 1991. – Вып. 24. – С. 16 – 18.
48. Габибов Ф.Г. Оценка вероятного качества гидротехнического сооружения в сложных геотехнических условиях / Ф.Г. Габибов, А.Т. Амрахов, Ф.Ш. Мамедов // Тр. 3 международ. конф. «Использование водных ресурсов и их интеграция в глобальные процессы». – Баку, 2006. – С. 227–229.
49. Гагин В.И. Расчет балок на многослойном стохастическом основании / В.И. Гагин, П.М. Иванилов // Строительная механика и расчет сооружений. – 2006. – № 3. – С. 61–64.
50. Гамеляк І.П. Основи забезпечення надійності конструкцій дорожнього одягу: автореф. дис. ... док. тех. наук: 05.22.11 / І.П. Гамеляк. – К.: НТрУ. – 2005. – 33 с.
51. Ганичев И.А. Устройство искусственных оснований и фундаментов / И.А. Ганичев. – М.: Стройиздат, 1981. – 543 с.
52. Гарагаш Б.А. Надежность пространственных регулируемых систем «сооружение – основание» при неравномерных деформациях основания / Б.А. Гарагаш. – Сочи: Изд-во «Кубанькино», 2004. – 908 с.
53. Гениев Г.А. Вопросы динамической прочности связных грунтов / Г.А. Гениев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – №4. – С. 2 – 4.
54. Геотехнічні властивості штучних основ із розкривних малозв'язних ґрунтів/ Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Р.М. Лопан, С.М. Манжалій // Основи та фундаменти: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 37. – К.: КНУБА, 2015. – С. 179 – 189.
55. Гильман Я.Д. Основания и фундаменты на лессовых просадочных грунтах / Я.Д. Гильман. – Ростов н/Д: Изд-во РИСИ, 1991. – 217 с.
56. Гладышев В.И. Закономерности изменения деформационных показателей грунтов в осесимметричном напряженно-деформированном состоянии при ограниченных поперечных деформациях: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.И. Гладышев. – М.: МИИТ, 1989. – 23 с.
57. Глотова М.А. Намывные песчаные грунты киевского региона, как основания зданий и сооружений: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.02 / М.А. Глотова. – К.: КИСИ, 1984. – 21 с.
58. Гольдфельд И.З. О характеристиках уплотненной зоны грунта при трамбовании / И.З. Гольдфельд // Сб. науч. тр. ПНИИИС. – М.: Стройиздат, 1985. – С. 21-29.
59. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов / М.Н. Гольдштейн. – М.: Стройиздат, 1971–1979. – Т. I. – 1971. – 368 с., Т. II. – 1973. – 375 с., Т. III. – 1979. – 304 с.
60. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В.И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
61. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров – К.: «Факт», 2005. – 344 с.
62. Гулько А.М. Некоторые итоги исследований и внедрения поверхностного виброуплотнения песчаных насыпных (намывных) грунтов / А.М. Гулько, А. Хиротос // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1985. – Вип. 18. – С. 24–27.
63. Далматов Б.И. Механика грунтов / Б.И. Далматов, В.Н. Бронин, В.Д. Карлов. – Ч. 1., Ч. 2. Основы геотехники в строительстве. – М: АСВ, 2000. – 204 с.

64. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України, 2012. – 161 с.
65. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 30 с.
66. ДБН В.2.3-4:2007. Автомобільні дороги. – К.: Мінрегіонбуд України, 2007. – 91 с.
67. Джоунс К.Д. Сооружения из армированного грунта / К.Д. Джоунс // Пер. с англ. В.С. Забавина; под ред. В.Г. Мельника. – М.: Стройиздат, 1989. – 280 с.
68. Дмитренко Н.И. О некоторых ошибках при строительстве на насыпных грунтах / Н.И. Дмитренко // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1976. – № 1. – С. 4–7.
69. Друкований М.Ф. Армовані основи будівель та споруд: Монографія / М.Ф. Друкований, С.В. Матвеев, Б.Б. Корчевський та ін. – Вінниця: «УНІВЕРСУМ – Вінниця», 2006. – 235 с.
70. Дураев А.Е. Расчет конструкций на грунтовом основании с возрастающим по глубине модулем деформации / А.Е. Дураев. – Саранск: МУ, 1991. – 192 с.
71. Єрмакова І.А. Особливості динамічного ущільнення ґрунтових сумішей з використанням відходів гірничого виробництва – «хвостів»: автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.02 / І.А. Єрмакова. – Дніпропетровськ: ПДАБА, 2006. – 24 с.
72. Єрмолаєв М.Н. Надежность оснований и фундаментов / М.Н. Єрмолаєв, В.В. Михеев. – Л.: Стройиздат, Ленинград. отд-ние, 1976. – 152 с.
73. Заднепровский Р.П. Оценка параметров эффективного вибровоздействия для снижения трения при уплотнении и разрешении грунтов / Р.П. Заднепровский // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2008. – № 4. – С. 8–12.
74. Замышляев Б.В. Модели динамического деформирования и разрушения грунтовых сред / Б.В. Замышляев, Л.С. Евтерев. – М.: Наука, 1990. – 215 с.
75. Зарецкий Ю.К. Расчеты сооружений и оснований по предельным состояниям / Ю.К. Зарецкий // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2003. – № 3. – С. 2–9.
76. Зоценко М.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти: Підручник/ М.Л. Зоценко, В.І. Коваленко, А.В. Яковлев, О.О. Петраков, В.Б. Швець, О.В. Школа, С.В. Біда, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолтНТУ, 2004. – 568 с.
77. Зоценко М.Л. Напружено-деформований стан основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту: автореф. дис. ... д-ра тех. наук: 05.23.02 / М.Л. Зоценко. – К.: НДІБК, 1994. – 44 с.
78. Зоценко М.Л. Використання «хвостів» Полтавського ГЗК при влаштуванні земляних споруд / М.Л. Зоценко // Світ геотехніки, 2005. – № 4. – С. 7–11.
79. Иванов П.Л. Грунты и основания гидротехнических сооружений П.Л. Иванов. – М.: Высш. шк., 1991. – 447 с.
80. Игнатова О.И. Прогноз неравномерности осадок фундаментов каркасных зданий на статистически неоднородном основании / О.И. Игнатова. – Тр. НИИОСП, 1982. – Вып. 78. – С. 113–121.
81. Ишихара К. Поведение грунтов при землетрясениях / К. Ишихара. – С-Пб.: НПО «Геореконструкция-Фундаментпроект», 2006. – 381 с.
82. Казарновский В.Д. Геотехнические проблемы при возведении насыпей / В.Д. Казарновский // Российская геотехника – шаг в XXI век. – Тр. конф.. – М.: НИИОСП, 2007. – Т. II. – С. 105–113.
83. Казарновский В.Д. О механизме накопления остаточных деформаций в уплотненных песчаных грунтах под воздействием кратковременных нагрузок / В.Д. Казарновский // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2008. – № 5. – С. 2–4.
84. Казарновский В.Д. Основы нормирования и обеспечения требуемой степени уплотнения земляного полотна автомобильных дорог / В.Д. Казарновский, И.В. Лейтланд, А.К. Мирошкин. – М.: ФГУП «Союздорнии», 2002. – 33 с.
85. Кандауров И.И. Механика зернистых сред и ее применение в строительстве / И.И. Кандауров. – Л.: Стройиздат, Ленингр. Отд-ние, 1988. – 280 с.
86. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 202 с.
87. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич. – Запорожье: ООО «ИПО «Запорожье», 2009. – 400 с.
88. Коваленко В.И. Исследования уплотняемости связных грунтов / В.И. Коваленко, В.Ф. Разоренов, В.Г. Хилобок. – Воронеж: ВГУ, 1981. – 196 с.
89. Коновалов П.А. О коэффициенте изменчивости модуля деформации грунта / П.А. Коновалов, Н.Я. Рудницкий // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1964. – № 3. – С. 16–17.

90. Корниенко Н.В. О неоднородности лессовых грунтов в пределах одного образца / Н.В. Корниенко, В.Е. Киреев // Основания и фундаменты. – К.: Будівельник, 1981. – Вып. 14. – С. 40–42.
91. Корнієнко М.В. Особливості влаштування ґрунтових подушок в сучасних умовах / М.В. Корнієнко, В.П. Голуб, А.М. Ращенко / Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. Вип. 71., Т. 2. – К.: НДІБК, 2008. – С. 19 – 26.
92. Коробова О.А. Методика численного решения задач о напряженно-деформированном состоянии анизотропных грунтов оснований // Известия вузов. Строительство. – 2010. – №4. – С. 122 – 126.
93. Королев М.В. Примеры и причины аварий зданий и сооружений / М.В. Королев. – М.: МГСУ, 1998. – 80 с.
94. Котенко А.Г. Оценка возможности определения параметров деформационной модели по результатам простейших (компрессионных и сдвиговых) испытаний: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / А.Г. Котенко. – М.: МИИТ, 1993. – 23 с.
95. Кремнев А.П. Анизотропия прочностных свойств песчаных грунтов / А.П. Кремнев, Н.Н. Вишняков // Геотехника Беларуси: наука и практика. – Сб. статей междунаrod. науч.-техн. конф. – Мн.: БНТУ, 2008. – С. 19–26.
96. Криворотов А.П. Влияние природной неоднородности грунта основания на результаты расчета осадок фундаментов / А.П. Криворотов // Известия Вузов: Строительство и архитектура, 1999. – №7. – С. 150–153.
97. Кризский Н.М. Основные условия и факторы, влияющие на степень надежности сооружений из грунтовых материалов / Н.М. Кризский // Пром. стр-во и инж. сооружения, 1987. – № 3. – С. 31–33.
98. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах / В.И. Крутов. – М.: Стройиздат, 1988. – 224 с.
99. Крутов В.И. Физико-механические характеристики неоднородных уплотненных грунтов / В.И. Крутов, Н.Т. Танатаров // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1993. – № 3. – С. 2–5.
100. Кудрявцев Е.П. Статистическое исследование деформационных свойств песчаных оснований / Е.П. Кудрявцев, А.В. Новожилов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1967. – № 6. – С. 11–14.
101. Кудрявцев И.А. Влияние вибрации на основания сооружений / И.А. Кудрявцев. – Гомель: БелГУТ, 1999. – 274 с.
102. Кузахметова Э.К. Основы прогноза осадки высоких насыпей при использовании глинистых грунтов с влажностью выше оптимальной: автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Э.К. Кузахметова. – М.: МАДИ, 1997. – 41 с.
103. Кузнецов В.С. Критерии оценки надежности и безопасности грунтовых плотин / В.С. Кузнецов // С-Птб.: Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 2000. – 238 с.
104. Кузнецов, Д.Г. Вероятностно-статистический расчет системы «сооружение-основание» на набухающих грунтах: автореф. дис. на соискание науч. степени канд. техн. наук: 05.23.17 / Д.Г. Кузнецов. – Волгоград: ВолГАСА, 2004. – 25 с.
105. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – З.: ООО «ИПО «Запорожье», 2008. – 496 с.
106. Литвиненко А.С. До питання нормування ступеню ущільнення та контролю якості ущільнення ґрунтів земляного полотна автомобільних доріг / А.С. Литвиненко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2011. – Вип. 75. – Кн. 1 – С. 342–352.
107. Лобачева Н.Г. Підсилення основ фундаментів тисками ущільнення: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. тех. наук: 05.23.02 / Н.Г. Лобачева. – К.: НДІБК, 2007. – 20 с.
108. Лопан Р.М. Взаємозв'язок фізико-механічних характеристик ґрунтів з параметрами зведення піщаних подушок / Р.М. Лопан // Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава: ПНТУ, 2008. – Вип. 22. – С. 53 – 62.
109. Лопан Р.М. Взаємозв'язок фізико-механічних характеристик ґрунтів піщаних подушок з параметрами їх укочування: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Р.М. Лопан. – Одеса: ОДАБА, 2012. – 24 с.
110. Лопан Р.М. Взаємозв'язок характеристик міцності ущільнених малозв'язних ґрунтів з їх фізичними властивостями / Р.М. Лопан // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПНТУ, 2010. – Вип. 3 (28). – С. 133 – 137.
111. Лопан Р.М. Зв'язок між фізичними та механічними характеристиками ущільнених розкривних порід / Р.М. Лопан // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2011. – Вип. 75. – Кн. 2. – С. 648 – 655.
112. Луцкий С.Я. Теория и практика применения интенсивной технологии возведения насыпей на слабом основании / С.Я. Луцкий, Д.В. Долгов // Тр. междунаrod. конф. «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика». – С.-Пб.: АСВ, 2005. – Т. 2 – С. 235 – 241.

113. Лычев А.С. Надежность строительных конструкций: учебное пособие / А.С. Лычев. – М.: Изд-во АСВ, 2008. – 184 с.
114. Лях В.Н. Фундаменты на насыпных основаниях комплекса зданий ледового двора в г. Барановичи / В.Н. Лях / Геотехника Беларуси: наука и практика // Сб. статей междунаро. науч.-техн. конф. – Мн.: БНТУ, 2008. – С. 275 – 285.
115. Макаров Б.П. Расчет фундаментов сооружений на случайно-неоднородном основании при ползучести / Б.П. Макаров, Б.Е. Кочетков. – М.: Стройиздат, 1987. – 256 с.
116. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.
117. Маринеску К. Модифицированный способ интенсивного динамического уплотнения слабых грунтов / К. Маринеску // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1986. – № 2. – С. 26–28.
118. Маркин Б.П. Об изменении деформативных характеристик лессовых грунтов в процессе уплотнения тяжелыми трамбовками / Б.П. Маркин // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1971. – № 4. – С. 22–23.
119. Маслов Н.Н. Основы инженерной геологии и механики грунтов / Н.Н. Маслов. – М.: Высш. шк., 1982. – 511 с.
120. Матус Ю.В. Поправки к формуле устойчивости песчаной подушки в слабых грунтах (осесимметричная задача) / Ю.В. Матус // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 71. – Т. 1. – С. 260–265.
121. Мельничук Н.Н. Конечно-элементный расчет современных фундаментов мостовых сооружений с использованием упругопластической модели теории пластического течения грунтов: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Н.Н. Мельничук. – Воронеж: ВГАСУ, 2006. – 23 с.
122. Механика грунтов, основания и фундаменты: Учебник / С.Б. Ухов, В.В. Семенов, В.В. Знаменский и др. – М.: Высш. шк., 2002. – 566 с.
123. Митинский В.М. К вопросу качества устройства грунтовых подушек / В.М. Митинский // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: Астропринт, 2001. – Вип. 4. – С. 142 – 144.
124. Михеев В.В. Расчет крупнопанельных зданий на статистически неоднородном основании / В.В. Михеев, Г.Б. Рывкин, В.И. Шейнин // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1975. – №2. – С. 21–23.
125. Моделирование процесса ударного вытрамбовывания котлованов / В.Н. Аптуков, А.А. Бартоломей, А.В. Фонарев, С.В. Ирундин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №3. – С. 11 – 15.
126. Монтгомери Д.К. Планирование эксперимента и анализ данных / Д.К. Монтгомери: Пер с англ. – Л.: Судостроение, 1980. – 384 с.
127. Мулюков Э.И. Статистический анализ причин и вероятностный прогноз отказов оснований и фундаментов / Э.И. Мулюков // Сб. статей «Отказы в геотехнике». – Уфа: БашНИИСтрой, 1995. – С. 5 – 17.
128. Мурзенко Ю.Н. Экспериментальные исследования работы краевой зоны сборных фундаментов под отдельную колонну и сетку колонн на песчанном основании: монография / Ю.Н. Мурзенко, С.И. Евтушенко // Ростов н/Д: «Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион», – 2008. – 248 с.
129. Мухамедаминов Ш.Р. Прочность и деформируемость песчаных грунтов при циклических нагрузках: автореф. дис. ...канд. тех. наук: 01.02.07 / Ш.Р. Мухамедаминов. – М.: МИСИ, 1980. – 20 с.
130. Неклюдов М.К. Механизация уплотнения грунтов / М.К. Неклюдов. – М.: Стройиздат, 1985. – 168 с.
131. Науменко Н.В. Исследование уплотнения сыпучего материала в условиях одномерной деформации / Н.В. Науменко, В.Т. Бугаев // Сооружения и механизация портов. – М.: ВО «Мортехинформреклама», 1983. – С. 104 – 111.
132. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов (с приложениями к расчету зданий и сооружений) / Ю.И. Немчинов. – К.: НИИСК, 1995. – 368 с.
133. Ниязымбетов А. Прогнозирование уплотнения слоя неоднородных грунтов при переменном коэффициенте объемной сжимаемости / А. Ниязымбетов, Ш.А. Алтынбеков // Тр. II Центр.-Азиатского симп. – Самарканд, 2002. – С. 65 – 68.
134. Павчич М.П. Экспериментальное обоснование способа определения предельно плотных смесей грунта / М.П. Павчич, О.А. Пахомов // С-Птб.: Известия ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1976. – Т. 111. – С. 3 – 10.

135. Парамонов В.Н. Конечноэлементное моделирование нестационарных задач геомеханики / В.Н. Парамонов, Н.И. Стеглянникова // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сб. тр. науч.-техн. конф. / Санкт-Петербургский госуд. архит.-строит. ун-т. – СПб., 2010. – С. 218 – 223.
136. Пенетромтр польвовий // Винников Ю.Л., Харченко М.О., Яковлев А.В., Ясько С.Г., Манжалій С.М. Патент на корисну модель № 41209. Реєстраційний номер заявки u 2008 14415. Дата подання 15.12.2008. E02D 1/00, G01/N 3/00. 12.05.2009, Бюл. № 9, 2009 р.
137. Перельмутер А.В. Избранные проблемы надежности и безопасности строительных конструкций / А.В. Перельмутер. – М.: АСВ, 2007. – 256 с.
138. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К.: Изд-во «Сталь», 2002. – 600 с.
139. Пивонос В.М. Определение размеров песчаной подушки и глубины зоны деформации в двухслойных основаниях по результатам полевых исследований / В.М. Пивонос // Основания и фундаменты: Республ. Межвед. науч.-техн. сб. – К.: Будивельник, 1990. – Вып. 23. – С. 64 – 68.
140. Пивонос В.М. Устройство грунтовых подушек из местных крупнообломочных материалов на слабых лессовых грунтах, как способ повышения несущей способности оснований сооружений / В.М. Пивонос, С.С. Бочаров, А.И. Генералов // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники: Межвуз. сб. – С-Пб.: СПбГАСУ, 2007. – С. 127 – 131.
141. Пилягин А.В. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов зданий и сооружений: Монография / А.В. Пилягин. – Чебоксары: ЧПИ МГОУ, 2010. – 264 с.
142. Пичугин С.Ф. Надежность стальных конструкций производственных зданий: монография. – Полтава: ООО «Асми», 2009. – 452 с.
143. Плакс А.А. Напряженно-деформированное состояние пойменно-намывных оснований с горизонтальными и наклонными слоями грунтов. автореф. дис. ... канд. тех. наук: 05.23.02 / А.А. Плакс. – СПб.: ЛГТУ, 1991. – 21 с.
144. Пособие по производству работ при устройстве оснований и фундаментов (к СНиП 3.02.01-83) / НИИОСП. – М.: Стройиздат, 1986. – 567 с.
145. Проектирование и устройство искусственных оснований и обратных засыпок методом послойного уплотнения на лессовых просадочных грунтах. РСН 232-88 / Госстрой УССР. – К.: НИИСП, 1988. – 36 с.
146. Пшеничкин А.П. Основы вероятностно-статистической теории взаимодействия сооружений с неоднородными грунтовыми основаниями: автореф. дис. ...докт. техн. наук: 05.23.02 / А.П. Пшеничкин. – М.: МИСИ, 1980. – 42 с.
147. Пшеничкин А.П. Определение вероятностных оценок физических и деформационных характеристик грунтовых полей / А.П. Пшеничкин // Тр. международ. конф. по геотехнике «Взаимодействие сооружений и оснований: методы расчета и инженерная практика». – С.-Пб.: АСВ, 2005. – Т. 2 – С. 323–329.
148. Рабинович И.Г. Инженерный расчет глубины уплотнения просадочных грунтов трамбовками / И.Г. Рабинович, И.Ю. Ухова // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1996. – №6. – С. 12 – 13.
149. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов: Теория и практика применения / В.Ф. Разоренов. – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
150. Райзер В.Д. Расчет и нормирование надежности строительных конструкций / В.Д. Райзер. – М.: Стройиздат, 1995. – 352 с.
151. Рыжов А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. – Запорожье: РИП «Видавець», 1995. – 456 с.
152. Романчук В.Е. Исследование физических свойств грунтов с точки зрения их неоднородности / В.Е. Романчук, М.И. Смородинов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1975. – № 3. – С. 29 – 31.
153. Рувинский В.И. Оптимальные конструкции земляного полотна (на основе регулирования водно-теплового режима) / В.И. Рувинский. – М.: Транспорт, 1992. – 50 с.
154. Руководство по геотехническому контролю за подготовкой оснований и возведением грунтовых сооружений в энергетическом строительстве. РД 34 15.073-91. – Л.: ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева, 1991. – 302 с.
155. Сеськов В.Е. Технология уплотнения грунтов оснований зданий и сооружений вибродинамическими методами / В.Е. Сеськов, В.Н. Лях. – Мн.: БелНИИ, 1997. – 61 с.
156. Ситников М.А. Опыт строительства и эксплуатации Минского стадиона «Динамо» на насыпных грунтах / М.А. Ситников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1973. – №2. – С. 13 – 14.

157. Скибин Г.М. Экспериментальные исследования работы краевой зоны протяженных в плане фундаментов на песчаном основании: монография / Г.М. Скибин, С.И. Евтушенко // Ростов н/Д: Изд-во журн. «Изв. вузов. Сев.-Кавк. регион», 2008. – 192 с.
158. Слюсаренко С.А. Проектирование и устройство фундаментов на намывных песчаных грунтах / С.А. Слюсаренко, Г.П. Степаненко, М.А. Глотова и др. – К.: Будивэльнык, 1990. – 128 с.
159. СНиП 3.02.01-83. Основания зданий и сооружений / Госстрой СССР. – М.: Стройиздат, 1983. – 39 с.
160. Соболев Д.Н. Вероятностный расчет конструкций методом конечных элементов / Д.Н. Соболев, В.Е. Ким // Строительная механика и расчет сооружений. – 1986. – № 1 – С. 34–37.
161. Соболевский Д.Ю. Прочность и несущая способность дилатирующего грунта / Д.Ю. Соболевский. – Мн.: Наука і тэхніка, 1994. – 232 с.
162. Соловьев Ю.И. Практические методы расчета железнодорожных насыпей, сложенных мелкими и пылеватými песками / Ю.И. Соловьев, Ю.П. Смолин // Российская геотехника – шаг в XXI век. – Тр. конф. – М.: НИИОСП, 2007. – Т. II. – С. 208–214.
163. СП 50-101-2004. Проектирование и устройство оснований и фундаментов зданий и сооружений. – М.: ГУП НИИОСП, 2004. – 129 с.
164. Ставницер Л.Р. Сейсмостойкость оснований и фундаментов / Л.Р. Ставницер // Монография. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 448 с.
165. Степаненко Г.П. Техническая мелиорация песчаных грунтов намывных территорий / Г.П. Степаненко, М.А. Глотова // Основания и фундаменты: Республ. межвед. науч.-техн. сб. – К.: Будивэльнык, 1991. – Вып. 24. – С. 56 – 59.
166. Стефанишин Д.В. Оцінка надійності ґрунтових гідроспоруд за даними геотехнічного контролю / Д.В. Стефанишин, О.В. Жеребятєв // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДБК, 2011. – Вип. 75. – Кн. 2 – С. 525–533.
167. Теличенко В.И. Технология строительных процессов: В 2 ч. Ч. 1: Учеб. для строит. вузов / В.И. Теличенко, О.М. Терентьев, А.А. Лапидус. – М.: Высш. шк., 2005 – 392 с.
168. Тер-Мартirosян З.Г. Механические свойства неоднородных грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный // Тр. междунар. конф. по геотехнике. – М., 2010. – Т.4. – С. 1391–1395.
169. Тер-Мартirosян, З.Г. Распределение напряжений и деформаций в неоднородном грунте с учетом формы, размеров и жесткости включений / З.Г. Тер-Мартirosян, А.Ю. Мирный // Геотехника. – 2010. – №3. – С. 20 – 27.
170. Тимофеев С.В. Работа грунтовых подушек при неравномерных деформациях оснований зданий и сооружений: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / С.В. Тимофеев. – К.: НИИСК, 1989. – 19 с.
171. Тимофеева Л.М. О статистическом подходе к оценке прочности уплотненных лессовых грунтов / Л.М. Тимофеева // Основания и фундаменты: межвуз. сб. науч. тр. – Пермь: ППИ, 1978. – С. 78 – 83.
172. Тимофеева Л.М. Статистические закономерности изменения физико-механических свойств лессовых грунтов при поверхностном уплотнении / Л.М. Тимофеева, Р.Е. Гейзен // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1977. – № 3. – С. 23 – 25.
173. Тімченко Р.О. Взаємодія фундаментних плит з основою, що нерівномірно деформується, при складному навантаженні: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.02 / Р.О. Тімченко. – Дн-вськ: ПДАБА, 2009. – 24 с.
174. Трофимчук А.Н. Надежность систем сооружение – грунтовое основание в сложных инженерно-геологических условиях / А.Н. Трофимчук, В.Г. Черный, Г.И. Черный. – К.: ПолиграфКонсалтинг, 2006. – 248 с.
175. ТСН 50-301-99 РМЭ Основания и фундаменты зданий и сооружений. – Йошкар-Ола: Мин-ство строительства и архитектуры Марий Эл, 1999. – 101 с.
176. Тугаенко Ю.Ф. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2011. – 120 с.
177. Усманов Р.А. Слабые водонасыщенные грунты, образованные обводнением лессов, как основания сооружений в условиях республики Таджикистан: автореф. дис. ... док. тех. наук: 05.23.02 / Р.А. Усманов. – Астана: ГОУ ВПО СПГАСУ, 2009. – 52 с.
178. Уласик Т.М. Методики испытаний несвязных грунтов при определении параметров прочности с учетом дилатансии / Т.М. Уласик, Ю.В. Анисимов // Геотехника: научные и прикладные аспекты строительства надземных и подземных сооружений на сложных грунтах: Межвуз. сб. – С-Пб.: СПбГАСУ, 2008. – С. 106 – 108.
179. Фадеев А.Б. О коэффициенте надежности по грунту / А.Б. Фадеев, В.А. Лукин // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2007. – № 5. – С. 22 – 26.

180. Факторный, дискриминантный и кластерный анализ / Дж.-О. Ким, Ч.У. Мьюллер, У.Р. Клекка: Пер с англ.; Под ред. И.С. Енюкова. – М.: Финансы и статистика, 1989. – 215 с.
181. Фейтельман С.А. Определение оптимальной толщины уплотняемого слоя грунтоотрамбующей машиной / С.А. Фейтельман // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1971. – № 1. – С. 33 – 35.
182. Хархута Н.Я. Прочность, устойчивость и уплотнение грунтов земляного полотна автомобильных дорог / Н.Я. Хархута, Ю.М. Васильев. – М.: Транспорт, 1975. – 216 с.
183. Харченко М.О. Дослідження фізико-механічних характеристик неоднорідних за складом ущільнених ґрунтів / М.О. Харченко, Р.М. Лопан // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – Рівне: НУВГП, 2009. – Вип. 18. – С. 561 – 569.
184. Харченко М.О. Експериментальні дослідження неоднорідності ущільнення ґрунтів у складі штучного насипу / М.О. Харченко // Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПНТУ, 2008. – Вип. 22. – С. 111 – 123.
185. Харченко М.О. Імовірнісне оцінювання напружено-деформованого стану штучних основ фундаментів / М.О. Харченко, Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (будівництво). – Вип. 75. – Кн. 1 – К.: ДП НДІБК, 2011. – С. 157 – 164.
186. Харченко М.О. Імовірнісний розрахунок фундаментів на штучних основах із врахуванням їх неоднорідності / М.О. Харченко // Стр-во, материаловедение, машиностроение: сб. науч. тр. Вып. №56. – Дн-вск: ПГАСА, 2010. – С. 580 – 587.
187. Харченко М.О. Оцінка неоднорідності ущільнених ґрунтів штучних основ: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / М.О. Харченко. – Полтава: ПолтНТУ, 2010. – 23 с.
188. Цымбал С.И. О модуле сдвига анизотропной среды / С.И. Цымбал, Г.В. Куценко // Основания и фундаменты. – К., 1990. – № 23. – С. 95 – 96.
189. Цытович Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
190. Чарушников И.Г. Прочностные характеристики уплотненных просадочных грунтов Новосибирска / И.Г. Чарушников, Я.Е. Шаевич // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1966. – № 5. – С. 10 – 11.
191. Чеботарев Г.П. Механика грунтов, основания и земляные сооружения: Изд. 2-е. – М.: Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2009. – 616 с.
192. Черный Г.И. Изменение физико-механических свойств грунтов при динамических нагрузках. – К.: Наук. думка, 1979. – 132 с.
193. Чирков В.П. Прикладные методы теории надежности в расчетах строительных конструкций / В.П. Чирков. – М.: Маршрут, 2006. – 620 с.
194. Шадунц К.В. Геотехнические свойства уплотненных лессовидных суглинков / К.В. Шадунц, В.П. Терлецкий // Геотехника в строительстве. – М.: Стройиздат, 1966. – Вып. 1. – С. 48 – 53.
195. Шапиро Д.М. Упругопластический анализ несущей способности оснований реконструируемых объектов методом конечных элементов / Д.М. Шапиро, Н.Н. Мельничук // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2007. – №2. – С. 18 – 21.
196. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия несомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями / В.Г. Шаповал, П.Н. Нажа, А.В. Шаповал. – Дн-вск: «Пороги», 2010. – 251 с.
197. Швец В.Б. Надежность оснований фундаментов/ В.Б. Швец, Б.Л. Тарасов, Н.С. Швец. – М.: Стройиздат, 1980. – 150 с.
198. Швец В.Б. Фундаменты промышленных, гражданских и транспортных сооружений на слоистых грунтовых основаниях / В.Б. Швец, В.Г. Шаповал, В.Д. Петренко и др. – Дн-вск: «Новая идеология», 2008. – 274 с.
199. Швецов Г.И. Лессовые грунты Западной Сибири и методы устройства оснований и фундаментов: монография / Г.И. Швецов: М.: Высш. шк., 2000. – 200 с.
200. Шейнин В.И. Алгоритм и программа инженерного расчета осадок фундаментных плит с учетом неравномерности нагрузки на основание и неоднородности массива / В.И. Шейнин, Е.П. Сарана, С.А. Артемов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2006. – № 5. – С. 2 – 7.
201. Шейнин В.И. Вероятностный расчет основания под отдельным фундаментом по второй группе предельных состояний / В.И. Шейнин, В.В. Михеев, Н.Б. Попов, Ю.В. Лесовой // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1991. – № 2. – С. 18 – 20.
202. Шейнин В.И. Подход к оцениванию надежности в инженерных расчетах оснований / В.И. Шейнин, Ю.В. Лесовой, В.В. Михеев, Н.Б. Попов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 1990. – № 1. – С. 24 – 26.

203. Шешеня Н.Л. Мероприятия инженерной защиты от опасных проявлений процессов в пределах новых городских территорий – необходимый этап их строительного освоения / Н.Л. Шешеня // Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции: сб. тр. науч.-техн. конф. – СПб.: СПГАСУ, 2010. – С. 316 – 320.
204. Шикалович Н.С. Экспериментальные исследования метода интенсивного динамического уплотнения грунта / Н.С. Шикалович и др. // Вісник Одеської Державної академії будівництва та архітектури. – Одеса: ОДАБА, 2001. – Вип. №4. – С. 388 – 393.
205. Шилин В.Г. Прогноз надежности упругопластических оснований зданий и сооружений: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / В.Г. Шилин. – СПб.: СПГПУ, 2002. – 17 с.
206. Школа А.В. Диагностика портовых сооружений: монография / А.В. Школа. – Одесса: Астропринт, 2010. – 592 с.
207. Шон Б.Ч. Длительная устойчивость водонасыщенных оснований насыпей / Б.Ч. Шон // Весник МГСУ. – М.: МГСУ, 2006. – № 1. – С. 61 – 68.
208. Шубин Ю.В. Техногенное осадконакопление и литогенезис как фактор преобразования городской среды / Ю.В. Шубин // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2008. – Вип. 71. – Т. 1. – С. 215 – 222.
209. Шугаев В.В. Влияние неоднородности лессовых грунтов на точность опытных данных / В.В. Шугаев // Геотехника в строительстве. Вопросы строительства на просадочных грунтах. – М.: Стройиздат, 1966. – Вип. 1. – С. 70 – 73.
210. Югай О.К. Основания и фундаменты в инженерно-геологических условиях юга Казахстана / О.К. Югай, И.С. Бровко, В.А. Дубровский и др. – Шымкент: ЮКТУ, 1997. – 175 с.
211. Юркин Р.Г. Стабильная плотность насыпных грунтов, её определение и значение / Р.Г. Юркин, Л.И. Черепанова // Тр. междунар. конф. “Геотехнические проблемы XXI века в строительстве зданий и сооружений”. – Пермь: ПГТУ, 2007. – С. 247–250.
212. Яковлев А.В. Досвід регіонального нормування деформативності та міцності глинистого ґрунту методами пенетрації / А.В. Яковлев, Ю.Л. Винников, В.С. Яковлев // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – К.: НДІБК, 2004. – Вип. 61. – Т. 1. – С. 217 – 222.
213. Akai K. Ex-Post-Facto estimate of performance at the offshore reclamation of airport Osaka/KIA / K. Akai, Y. Tanaka // Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 1011 – 1014.
214. Al Hamdan W. Statistical methods to determine the number of field tests required for a given accuracy as implemented on broun fields of former open-pit mining sites / W. Al Hamdan, R. Azzam, R. Aachan // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 527 – 533.
215. Arslan H. Influence of tamper weight shape on dynamic compaction / H. Arslan, A.S. Alawneh, R. Rabadi // Ground improvement, 2007. – 11(2). – P. 61 – 66.
216. Arulrajah A. Ground improvement techniques for railway embankments / A. Arulrajah, A. Abdullah, M.W. Bo, A. Bouazza // Ground improvement, 2009. – 162(1). – P. 3 – 14.
217. Avalle D.L. Ground improvement using the «square» Impact Roller – case studies / D.L. Avalle // Proc. 5th Internat. Conf. on Ground Improvement Techniques. – Kuala Lumpur, 2004. – P. 101 – 108.
218. Avsar S. Six sigma quality improvement of compaction at the New Doha International Airport Project / S. Avsar, M. Bakker, G. Bartolomeeusen, J. Vanmechelen // Terra et Aqua, 2004. – № 103. – P. 14 – 22.
219. Baars S. Adaption of finite element models for probabilistic design / M.A. Deptula, E. Dembicki, Ph. Gotteland // Proc. of the 11rd Baltic Sea Geotechnical Conf. «Geotechnics in Maritime Engineering». – Gdansk, Poland, 2007. – pp. 683 – 689.
220. Beacher G.B. Reliability and statistics in geotechnical Engineering / G.B. Beacher, J.T. Cristian. – New York: John Wiley, 2003. – 619 p.
221. Beek V.M. Speculations on the process of piping in laterally heterogeneous sands / V.M. Beek, A.R. Koelewijn // Proc. of the 19th European Young Geotechnical Engineers’ Conf. – Szechenyi Istvan Egyetem Győr, Hungary, 2008. – P. 71 – 78.
222. Bond, A.J. A procedure for determining the characteristic value of a geotechnical parameter / A.J. Bond // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Germany: Munich, 2011. – P. 419 – 426.
223. Brandl H. Fading away vibrations during heavy tamping / H. Brandl, F. Kopf, I. Paulmich // Proc. 16th International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 1159 – 1162.

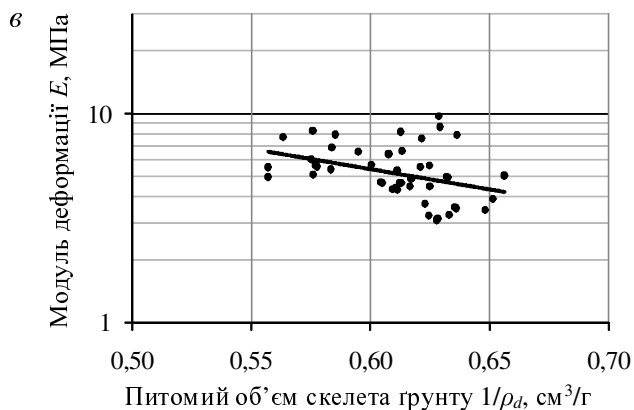
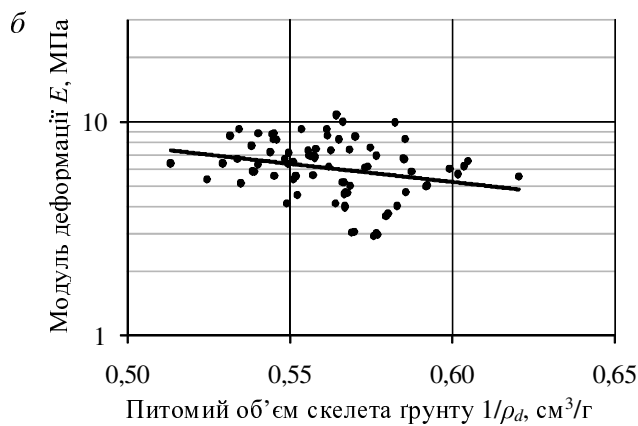
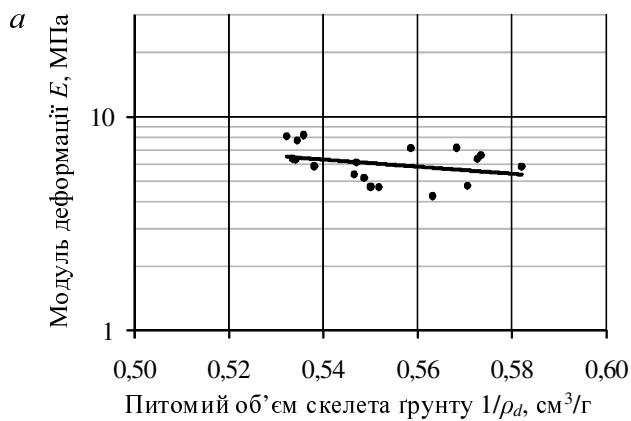
224. Brito A. Compaction control of soil-rock mixture at Odelouca Dam / A. Brito, L. Caldeira // Proc. of the 19th European Young Geotechnical Engineers' Conf. – Szechenyi Istvan Egyetem Gyor, Hungary, 2008. – P. 79 – 88.
225. Cherubini C. Shallow Foundation Reliability Design / C. Cherubini // Proc. of the 1st Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk. – China: Shanghai, 2007. – P. 71 – 90.
226. Chu J. Construction Processes / J. Chu, S. Varaksin, U. Klotz, P. Mengé // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, Egypt, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 3006 – 3135.
227. Chu J. Soil Improvement works for an Offshore Land Reclamation / J. Chu, M.W. Bo, A. Arulrajah // Proc. of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, 2009. – № 162(1) – P. 21 – 32.
228. Davoudi M.H. Influence of compaction condition on the microstructure of a non-plastic glacial till / M.H. Davoudi, G. Lefebvre // Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 329 – 332.
229. Deptula M. Heterogeneous soil behavior. Mechanical study of mixtures / M. Deptula, E. Dembicki, Ph. Gotteland // Proc. of the 11rd Baltic Sea Geotechnical Conf. «Geotechnics in Maritime Engineering». – Gdansk, Poland, 2007. – P. 205 – 214.
230. Durgunoglu H.T. A case study on soil improvement with heavy dynamic compaction / H.T. Durgunoglu, S. Varaksin // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 651 – 657.
231. EN 1997-1[^]2003 (E); CEN/TC250. Eurocode 7 Geotechnical design – Part 1: General rules. Final draft. 2003. – 167 p.
232. Falk E. Modified soil improvement techniques to consolidate waste deposits for construction / E. Falk, R. Thurner // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 657–663.
233. Falsone G. A new approach for the stochastic analysis of finite element modeled structures with uncertain parameters / G. Falsone, N. Impollania // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. – 2002. – Vol. 191, #44. – P. 5067 – 5085.
234. Farooq K. Improvement of engineering characteristics of expansive clays by sand mixing / K. Farooq, K.A. Virk // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, Egypt, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 785 – 788.
235. Fenton G.A. Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering / G.A. Fenton. – Utah, 1997. – 96 p.
236. Fleischer P. Improving structural stability and sealing efficiency of embankments and dykes by using local soil and geosynthetics / P. Fleischer, D. Heyer, G. Heerten // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 833 – 839.
237. Fredlund M. Finite elements stochastic analysis / M. Fredlund // Proc. of 57th Canadian Geotechnical Conf. and 5th Joint IAH-CGS Conf. – Quebec, Canada, 2004. – P. 201 – 206.
238. Fourie A.B. Achieving a stable landform with mine tailings: opportunities by the Thickened Tailings technique / A.B. Fourie // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 77 – 83.
239. Furudoi T. Second phase construction project of Kansai International Airport. Large-scale reclamation works on soft deposits / T. Furudoi // Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 329 – 332.
240. Godlewski T. Ground improvement by dynamic replacement for the construction of the Siekierkowska Highway in Warsaw / T. Godlewski, L. Wysokinski, J. Saloni // Proc. of the 16th Southeast Asian Geotechnical Conference. – Kuala Lumpur, 2006. – P. 597 – 602.
241. Godlewski T. Poznan formation clays as a construction subsoil on the example of A19 «Marymont» underground station in Warsaw (Poland) / T. Godlewski // Proc. of the 19th European Young Geotechnical Engineers' Conf. – Szechenyi Istvan Egyetem Gyor, Hungary, 2008. – P. 145 – 153.
242. Gokalp A. Vibratory deep compaction of hydraulic fills / A. Gokalp, R. Duz-ceer, A.S. Kasktas // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 107 – 113.
243. Haldar A. Reliability Assessment Using Stochastic Finite Elements Analysis / A. Haldar, S. Mahadevan. – New York: John Wiley, 2000. – 220 p.
244. Harrop-Williams K. Stochastic description of undrained soil strengs / K. Harrop-Williams, S. Ejezie // Canadian Geotechnical Journal. – 1985. – P. 422 – 437.

245. Heibrock G. On predicting of vibrocompaction performance using numerical models / G. Heibrock, S. Kebler, Th. Triantafyllidis // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 1323 – 1327.
246. Hommels A. Comparison of the Ensemble Kalman filter with the Unscented Kalman filter: application to the construction of a road embankment / A. Hommels, A. Murakami, S.-I. Nishimura // Proc. of the 19th European Young Geotechnical Engineers' Conf. – Szechenyi Istvan Egyetem Gyor, Hungary, 2008. – P. 164 – 171.
247. Honda M. An application of performance-based design concept to design of compacted ground / M. Honda, A. Iizuka // Proc. of the 1st Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – China: Shanghai, 2007. – P. 523 – 526.
248. Honda M. A study of the evaluation method for deformation characteristic of compacted soil / M. Honda, A. Iizuka, S. Ohno, K. Kawai, W. Wang // J. of Geotechnical Engineering, JSCE, 2005. – N 806/3-73, 2005. – P. 33 – 44.
249. Honjo Y. Challenges in Geotechnical Reliability Based Design / Y. Honjo // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk. – Germany: Munich, 2011. – P. 11 – 27.
250. Kelm M. FE-simulation of soil compaction / M. Kelm, J. Grade // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 739 – 743.
251. Kim T.H. Relationship between cohesion and tensile strength in wet sand at low normal stresses / T.H. Kim, J.M. Nam, J.M. Yun // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 364 – 367.
252. Kisse A. A Consistent Failure Model for Probabilistic Analysis of Shallow Foundations / A. Kisse // Proc. of 3 Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Germany: Munich, 2011. – P. 385 – 392.
253. Korkiala-Tanttu L. Field compaction tests of backfill material for deep repository / L. Korkiala-Tanttu, D. Adam, P. Keto // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 1341 – 1347.
254. Lange D.P. Comparing Vibratory and Impact Laboratory Compaction Methods / D.P. Lange, G. Fanourakis // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 93 – 96.
255. Leira Velasco J.A. Soil improvement under two LNG tanks at the port of Barcelona / J.A. Leira Velasco, M.A. L. Kropnick // Proc. of 14 European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 1355 – 1360.
256. Look B. Statistical models for reliability assessment of rock strength / B. Look, V. Wijeyakulasuriya // Proc. of 17 Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, Egypt, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 60 – 63.
257. Lunne T. Cone penetration testing in geotechnical practice / T. Lunne, P. Robertson, J. Powell. – London and New York: Spon Press, 2004. – 312 p.
258. Maksimovi M. Note on the shearing strength of sand / M. Maksimovi // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 554 – 557.
259. Mancuso C. The behaviour of two unsaturated compacted soils used as construction materials / C. Mancuso, R. Vassallo, F. Vinale // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 795 – 801.
260. Manjuprasad M. Adaptive Random Field Mesh Refinements in Stochastic Finite Element Reliability Analysis of Structures / M. Manjuprasad, C.S. Manohar // CMES: Tech. Science Press, 2007. – V. 19. – P. 23 – 54.
261. Marijanovij P. Geotechnical parameters as indicator of geotechnical risk / P. Marijanovij, T. Ivankovic, I. Kovac // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 699 – 706.
262. Mateos T. Analysis of MSW landfill settlements after construction of a surcharge embankment / T. Mateos, F. P. de Santayana // Proc. of 14 European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 1367 – 1373.
263. Mayne P.W. Geomaterial behavior and testing / P.W. Mayne, M.R. Coop, S.M. Springman // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 2777 – 2872.
264. Mlynarec Z. Statistical criteria of determination of homogenous geotechnical layers / Z. Mlynarec, W. Tschuschke, J. Wierzbicki // Proc. of 16th Intern. Conf. on soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Rotterdam Mill press Science Publishers, 2005. – P. 725–728.

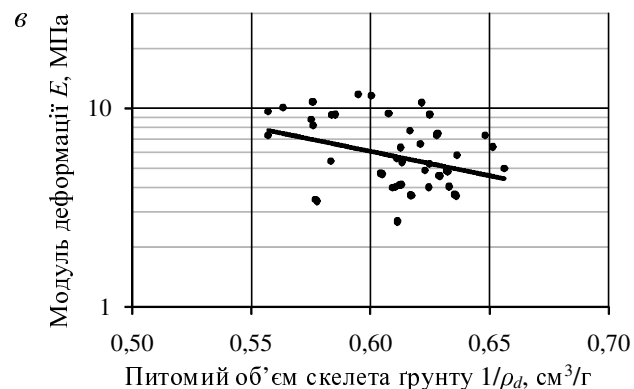
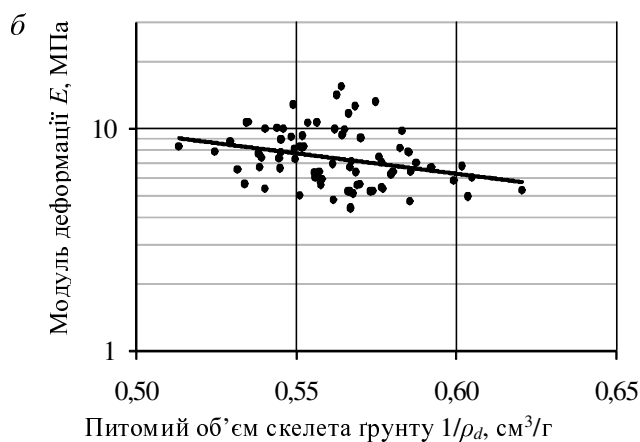
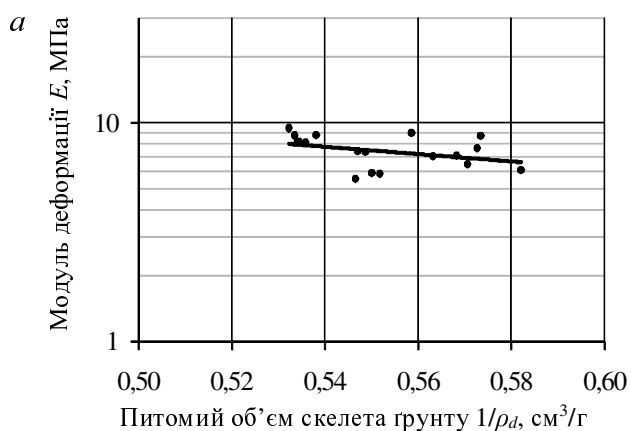
265. Neher H.P. Deformation of soft tailings – Probabilistic analysis / H.P. Neher, U. Vogler, G.M. Pechl // Proc. of the XIII European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Prague, 2003. – P. 173–179.
266. Oliveira P.J.V. Influence of the initial stiffness of the soil foundation on the behaviour of an embankment / P.J.V. Oliveira, L.J.L. Lemos // Proc. of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 821–827.
267. O'Brien A.S. Rehabilitation of urban railway embankments: research, analysis and stabilisation / A.S. O'Brien // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 125 – 147.
268. Ong K. Dynamic compaction and dynamic replacement for large oil tank / K. Ong, K. Yee, L.T. Wong // Proc. of 16th Southeast Asian Geotechnical Conf. – Kuala Lumpur, 2006. – P. 591–595.
269. Ouni M.R. Vibro compaction improvement of Tunisian liquefiable sands / M.R. Ouni, M. Bouassida, B.M. Das // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 2366 – 2369.
270. Pak A. Behavior of dry and saturated soils under impact load during dynamic compaction / A. Pak, H. Shahir, A. Ghassemi // Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 1245 – 1248.
271. Parta C. Maximum relative density of clean sand as a function of median grain size and compaction energy / C. Parta, N. Sivakugan, B. Das, C. Atalar // Proc. of the 15rd European Conf. on Soil Mechanic and Geotechnical Engineering . – Athens, 2011. – pp. 1185 – 1190.
272. Pereira C. Shallow Foundation Design through Probabilistic and Deterministic / C. Pereira & L. Caldeira // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Germany: Munich, 2011. – P. 199 – 207.
273. Pechl G.M. Reliability analysis in geotechnics with deterministic finite elements – a comparison of two methods / G.M. Pechl, H.F. Schweiger // Proc. of 5th European Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering. – Paris, 2002. – P. 229 – 304.
274. Phoon K.K. Reliability-based design in geotechnical engineering. Computations and applications / K.K. Phoon. – New York: Taylor & Francis, 2008. – 530 p.
275. Pooley E.J. Assessment of the use of dynamic compaction on double porosity clay landfill / E.J. Pooley, J. Laue, S.M. Springman // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 2252 – 2255.
276. Rackwitz R. Reviewing, probabilistic soils modeling / R. Rackwitz // Computers and Geotechnics. – 2000. – #26. – P. 199 – 223.
277. Rechenmacher A.L. Calibration of heterogeneous, probabilistic soil models / A.L. Rechenmacher, Z. Medina-Cetina, R.G. Ghanem // Proc. 16th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 851–854.
278. Rethaty L. Probabilistic solutions in geotechnics / L. Rethaty. – Budapest, 1988. – 520 p.
279. Roberts L.A. Reliability-Based Design of Shallow Foundations Based on Elastic Settlement / L.A. Roberts, A. Misra // Proc. of the 1st Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – China: Shanghai, 2007. – P. 471 – 483.
280. Shahin M.A. Probabilistic Analysis of Bearing Capacity of Strip Footings / M.A. Shahin & E.M. Cheung // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011). – Germany: Munich, 2011. – P. 225 – 230.
281. Smith M.E. Three-dimensional numerical analyses of a full-scale instrumented railway embankment / M.E. Smith, G. Holm, P-E. Bengtsson // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 413–419.
282. Stefanou, G. The stochastic finite element methods: past, present and future / G. Stefanou // Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering. – 2009. – Vol. 198, #9-12. – P. 1031 – 1051.
283. Staveren M.Th. Geo Risk Scan – a successful geo management tool / M.Th. van Staveren, T.J. Bles, P.P.T. Litjens // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, Egypt, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 2657 – 2660.
284. Subert I. Method for measuring compactness-rate with new dynamic LFWD / Subert I. // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development: proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. – Ljubljana, 2006. – Vol. 1. – P. 123 – 128.
285. Sudret B. Stochastic Finite Elements Methods and Reliability. A state-of-the-Art Report / B. Sudret, A. Kiureghian. – Berkeley: Civil and Environment Engineering University of California, 2000. – 173 p.

286. Szymanski A. Field and laboratory experience with the soft subsoil deformation / A. Szymanski, W. Sas & A. Niesiolowska // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 723 – 726.
287. Toll D.G. International data standards for geotechnical engineering / D.G. Toll // Proc. of 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 2690 – 2693.
288. Vaníček I. Embankment of transport infrastructure and waste or recycled materials / I. Vaníček, M. Vaníček // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development: proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. – Ljubljana, 2006. – Vol. 1. – P. 905 – 911.
289. Vaníček M. Risk assessment for the case of waste utilization for embankment construction / M. Vaníček // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development: proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. – Ljubljana, 2006. – Vol. 1. – P. 911–919.
290. Van Impe W.F. On the design, construction and monitoring of embankments on soft soil in underwater conditions / W.F. Van Impe, R.D. Verastegui Flores – Saint Petersburg: NPO «Georeconstruction – Fundamentproject», 2007. – 164 p.
291. Varaksin S. Optimisation of dynamic consolidation and dynamic replacement pillars to limit surface deformations of manmade fills overlaying heterogeneous soft subsoil / S. Varaksin, P. Liausu, P. Berger, C. Spaulding // Proc. of seminar organised by the Geotechnical Division. – Hong Kong, 1994 – P. 103 – 116.
292. Venda P.J. Influence of the initial stiffness of the soil foundation on the behaviour of an embankment / P.J. Venda, L.j.L. Lemos // Proc. of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Madrid, 2007. – P. 813–818.
293. Vynnykov Y.L. The peculiarities of soil large area cushions erection of overburden rock / Y.L. Vynnykov, M.O. Kharchenko // Proc. of the Intern. Geotechnical Conf. – Moscow, 2010. – V. 3. – P. 1024 – 1031.
294. Wang Y. Study on autocorrelation model and reduction function of variance of soil random field / Y. Wang, B. Wang // Proc. of the 1st Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2007). – China: Shanghai, 2007. – P. 265 – 272.
295. Won J.Y. A probabilistic approach to estimate one-dimensional consolidation settlements / J.Y. Won // Proc. of the 17th International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Olexandria, Egypt, 2009. – Amsterdam, Berlin, Tokyo, Washington: JOS Press. – 2009. – P. 2012 – 2015.
296. Xue J. Reliability analysis of shallow foundations subjected to varied inclined loads / J. Xue & D. Nag // Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk. – Germany: Munich, 2011. – P. 377 – 384.
297. Zabievska-Adamaska K. Neural modeling of the fly ash compaction curve / K. Zabievska-Adamaska, M.J. Sulewska // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanic and Geotechnical Engineering. – Athens, Greece, 2011. – pp. 601 – 606.
298. Zawisza E. An analysis of the influence of compaction and moisture content on the shearing strength of coal ashes / E. Zawisza, T. Zydrón // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development: proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. – Ljubljana, 2006. – Vol. 1. – P. 169 – 175.
299. Zeh R.M. Suction-controlled tensile strength of compacted clays / R.M. Zeh, K.J. Witt // Proc. 16th International Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Osaka, 2005. – P. 2347 – 2350.
300. Ziegler M. Safety and risks in geotechnical engineering / M. Ziegler // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development: proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. – Ljubljana, 2006. – Keynote lectures – P. 89 – 101.
301. Zotsenko N. Designing the compacted subsoil's using mathematical simulation method / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // Active Geotechnical Design in Infrastructure Development. – Proc. of the XIIIth Danube-European Conf. on Geotechnical Engineering. Vol. 2. – Ljubljana, 2006. – P. 385 – 390.
302. Zotsenko M. Modern practice of determination of strength characteristics of cohesive soils by penetration methods / M. Zotsenko, Y. Vynnykov, A. Yakovlev // Proc. of XIVth Danube – European Conf. on Geotechnical Engineering. – Bratislava: Slovak University of Technology. – 2010. – P. 245 – 253.
303. Zotsenko M. Evaluation of Failure Probability of Soil Cushions / M. Zotsenko, Y. Vynnykov, M. Kharchenko // Geotechnical Safety and Risk: Proc. of the 3rd Intern. Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR 2011). – Germany: Munich. – 2011. – P. 249 – 257.

ДОДАТОК А
РЕЗУЛЬТАТИ ВИЗНАЧЕННЯ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ
ХАРАКТЕРИСТИК УЩІЛЬНЕНИХ РОЗКРИВНИХ ПОРІД
НА ДОСЛІДНОМУ МАЙДАНЧИКУ



**Рис. А.1 – Графіки залежності модуля деформації піску мілко з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0 – 0,05 МПа при різних значеннях вологості W :
a – $\approx 5\%$; *б* – $\approx 10\%$; *в* – $\approx 15\%$**



**Рис. А.2 – Графіки залежності модуля деформації піску мілко з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,05 – 0,1 МПа при різних значеннях вологості W :
a – $\approx 5\%$; *б* – $\approx 10\%$;
в – $\approx 15\%$**

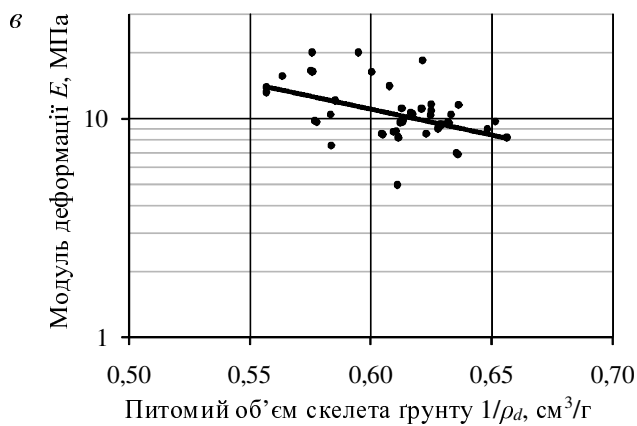
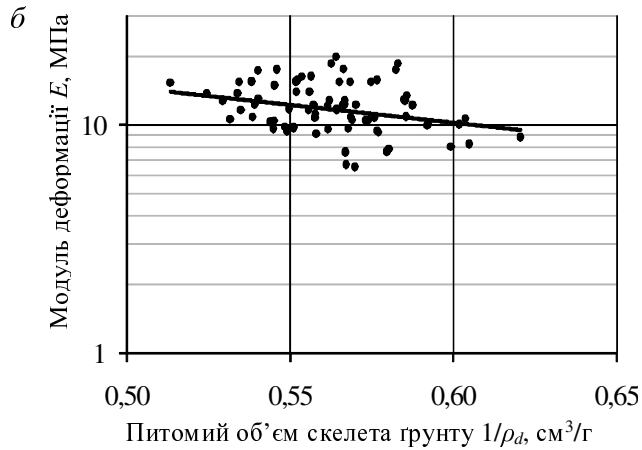
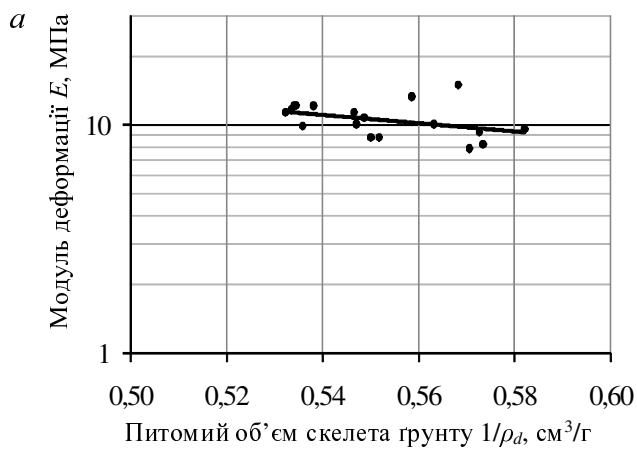


Рис. А.3 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,1 – 0,2 МПа при різних значеннях вологості W : $a - \approx 5\%$; $б - \approx 10\%$; $в - \approx 15\%$

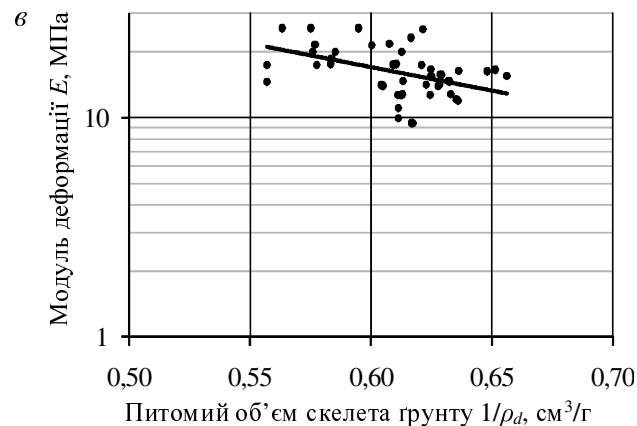
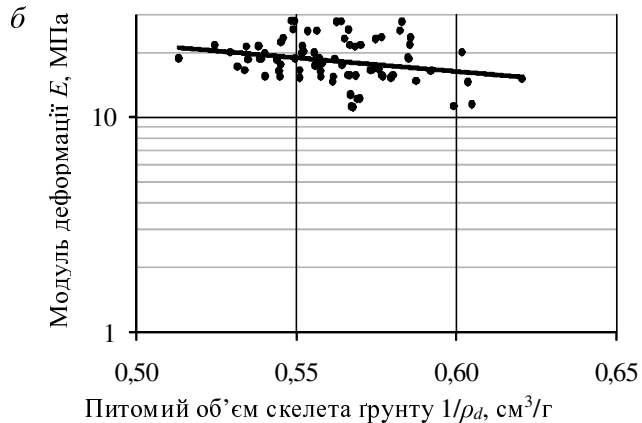
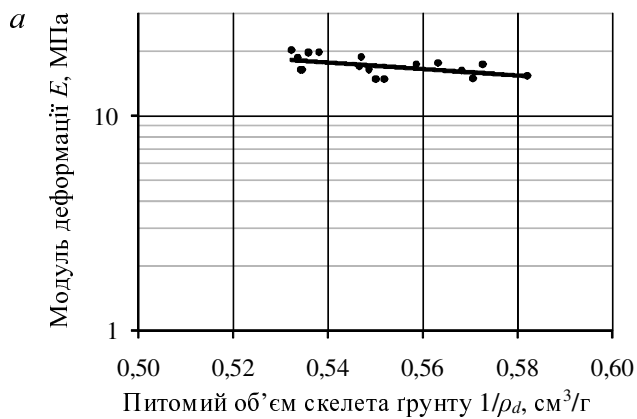


Рис. А.4 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкого з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,2 – 0,3 МПа при різних значеннях вологості W : $a - \approx 5\%$; $б - \approx 10\%$; $в - \approx 15\%$

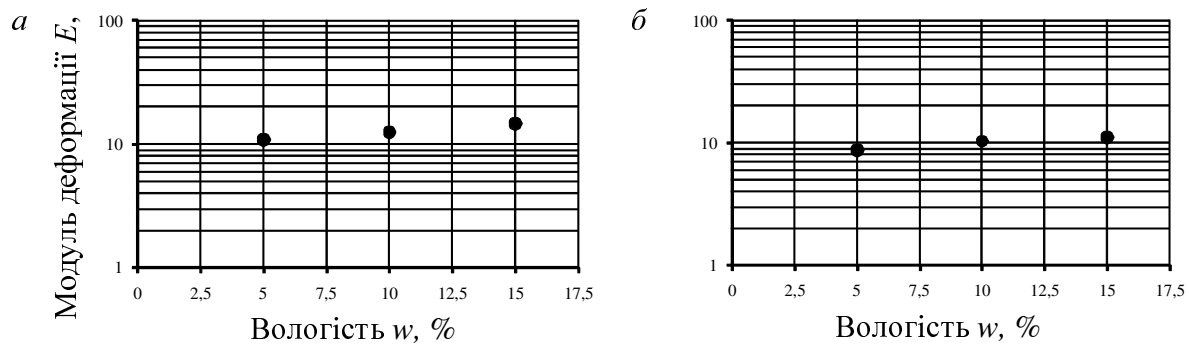


Рис. А.5 – Залежності модуля деформації E піску мілкого з домішками супіску пілуватого від вологості ґрунту W для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma=0,1-0,2$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту:

$$a - 1/\rho_d = 0,55; \quad b - 1/\rho_d = 0,60$$

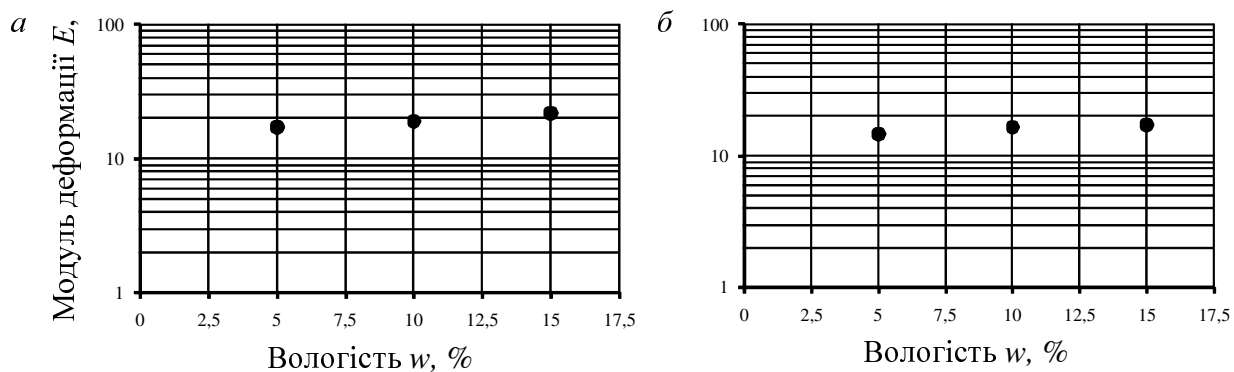
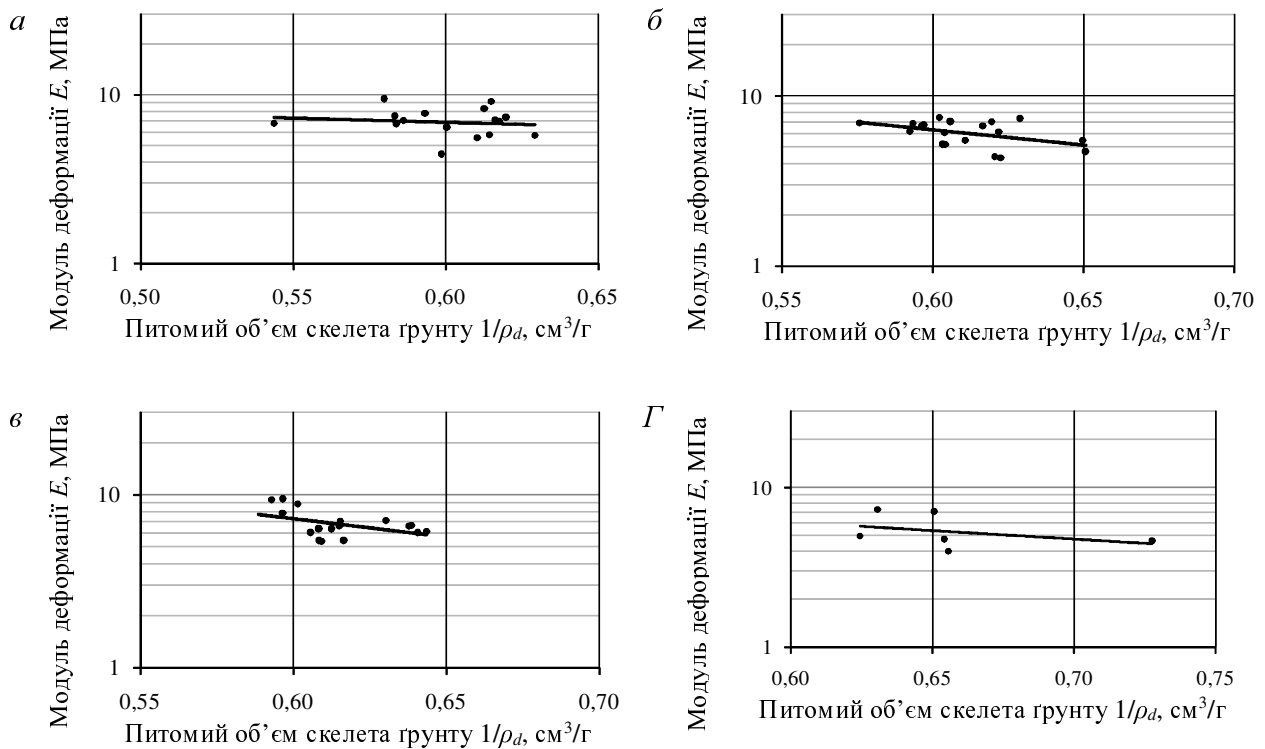
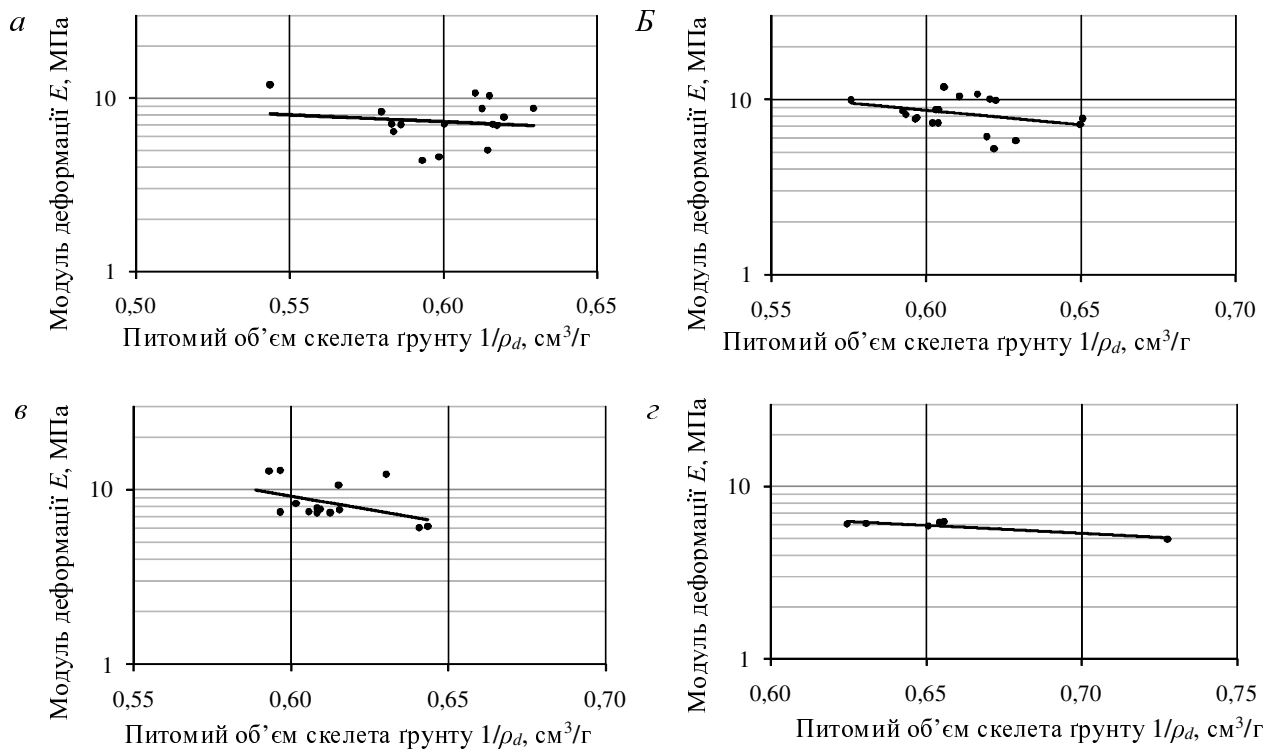


Рис. А.6 – Залежності модуля деформації E піску мілкого з домішками супіску пілуватого від вологості ґрунту W для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma=0,2-0,3$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту:

$$a - 1/\rho_d = 0,55; \quad b - 1/\rho_d = 0,60$$



**Рис. А.7 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0 – 0,05 МПа при різних значеннях вологості W :
а – $\approx 5\%$; б – $\approx 7,5\%$; в – $\approx 10\%$, г – $\approx 15\%$**



**Рис. А.8 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,05 – 0,1 МПа при різних значеннях вологості W :
а – $\approx 5\%$; б – $\approx 7,5\%$; в – $\approx 10\%$, г – $\approx 15\%$**

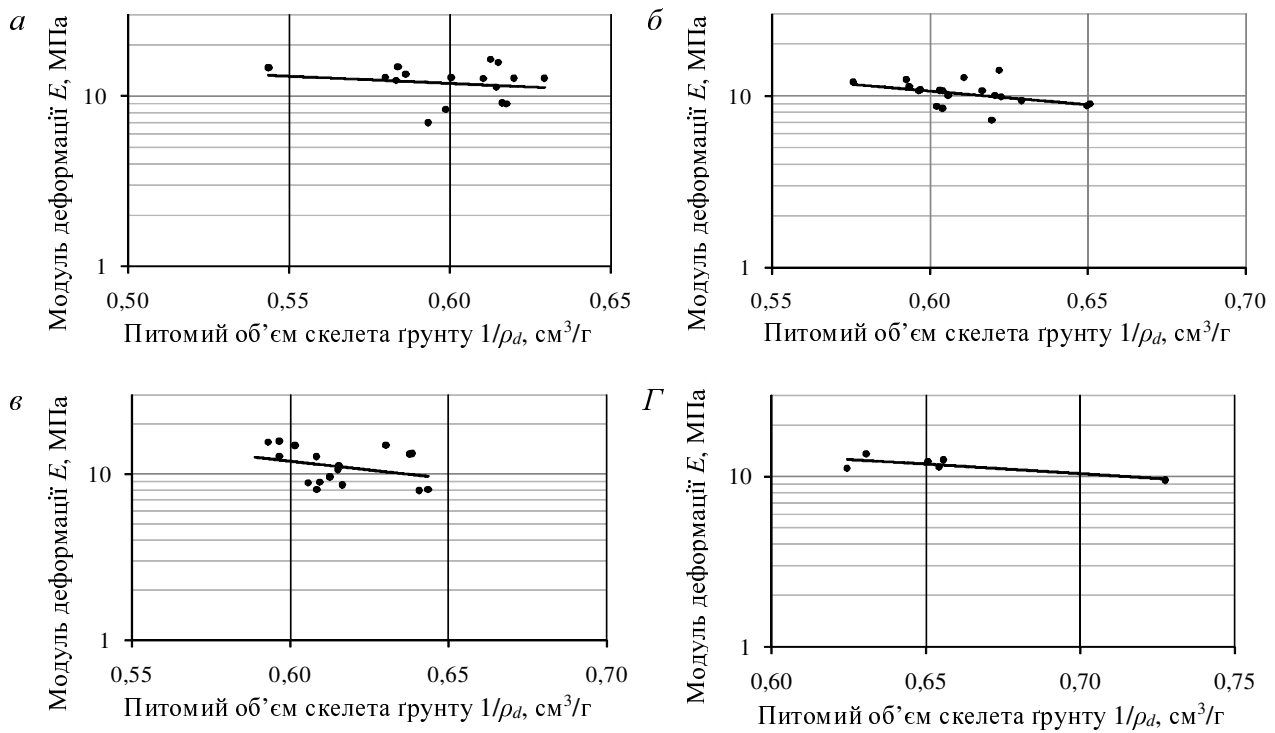


Рис. А.9 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,1 – 0,2 МПа при різних значеннях вологості W : а – $\approx 5\%$; б – $\approx 7,5\%$; в – $\approx 10\%$, г – $\approx 15\%$

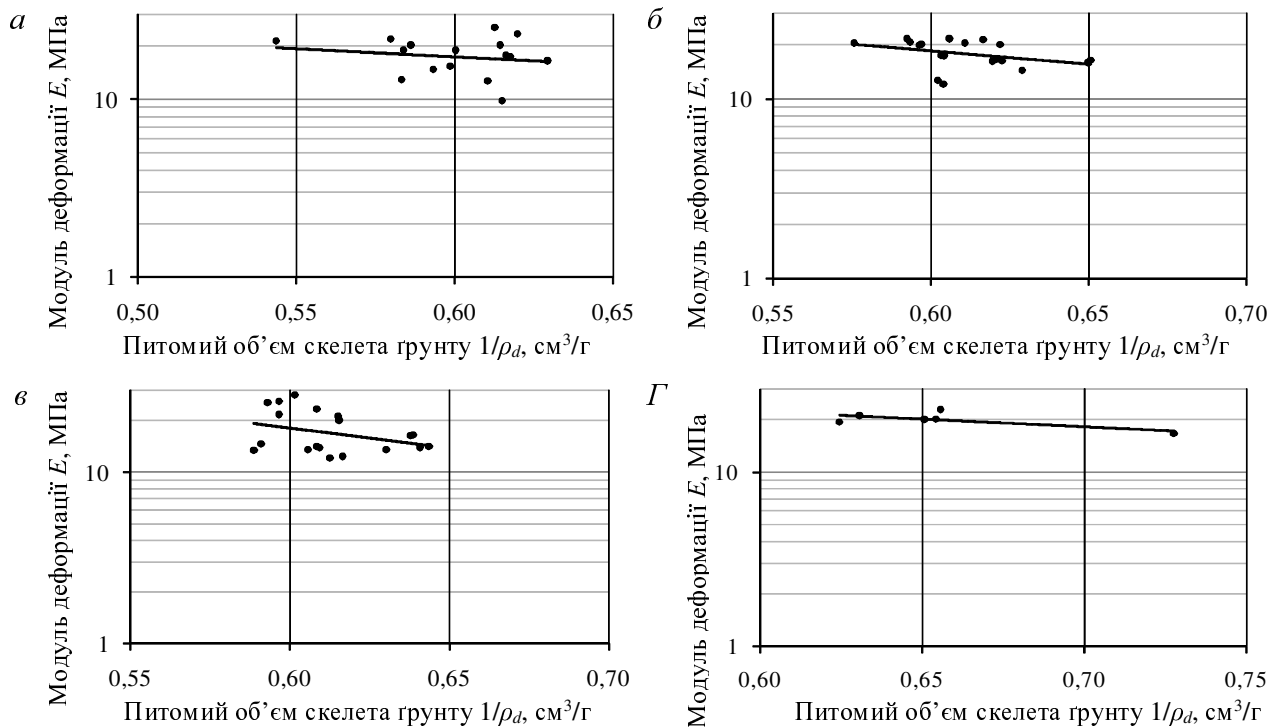


Рис. А.10 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ для інтервалів тиску σ при компресійних випробуваннях 0,2 – 0,3 МПа при різних значеннях вологості W : а – $\approx 5\%$; б – $\approx 7,5\%$; в – $\approx 10\%$, г – $\approx 15\%$

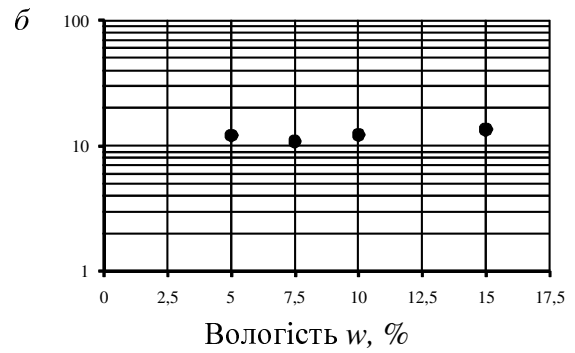
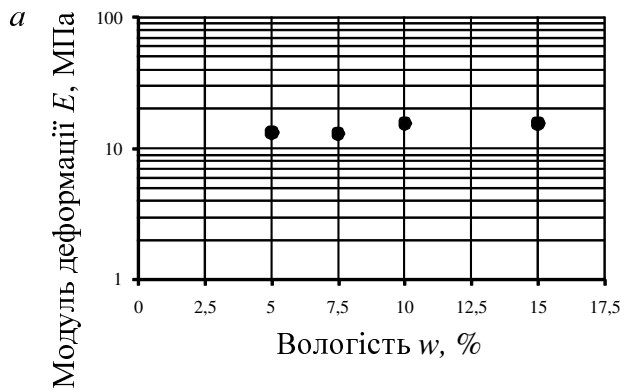


Рис. А.11 – Залежності модуля деформації E піску середньої крупності, однорідного від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma=0,1-0,2$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту: $a - 1/\rho_d = 0,55$; $б - 1/\rho_d = 0,60$

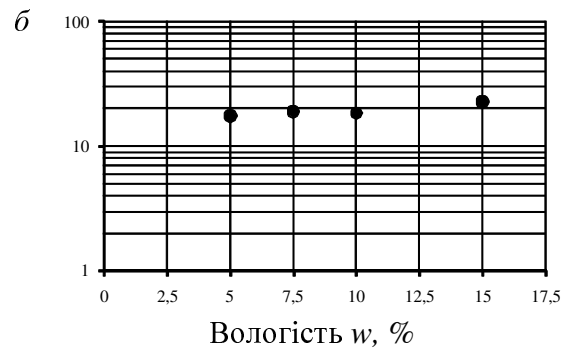
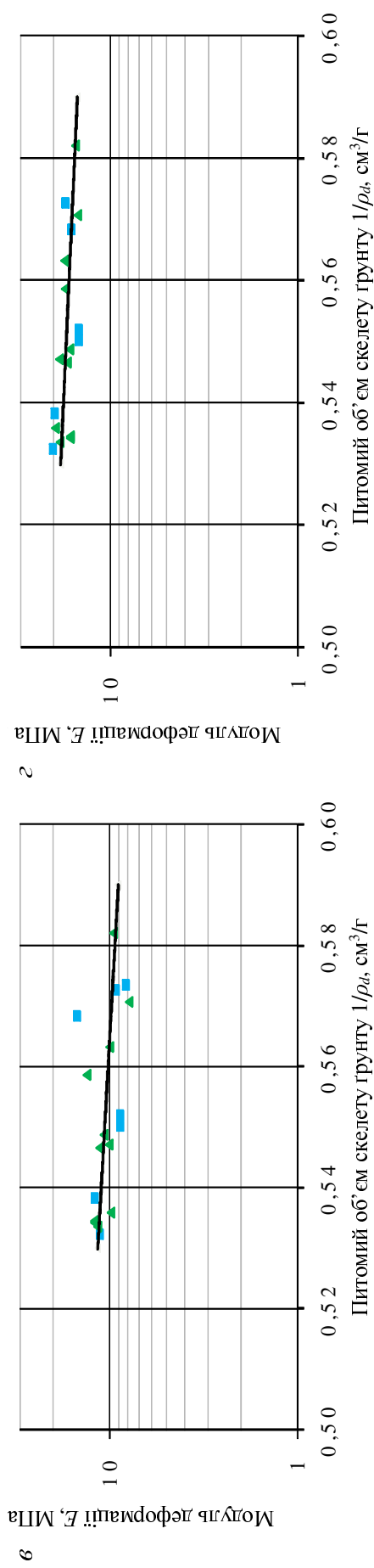
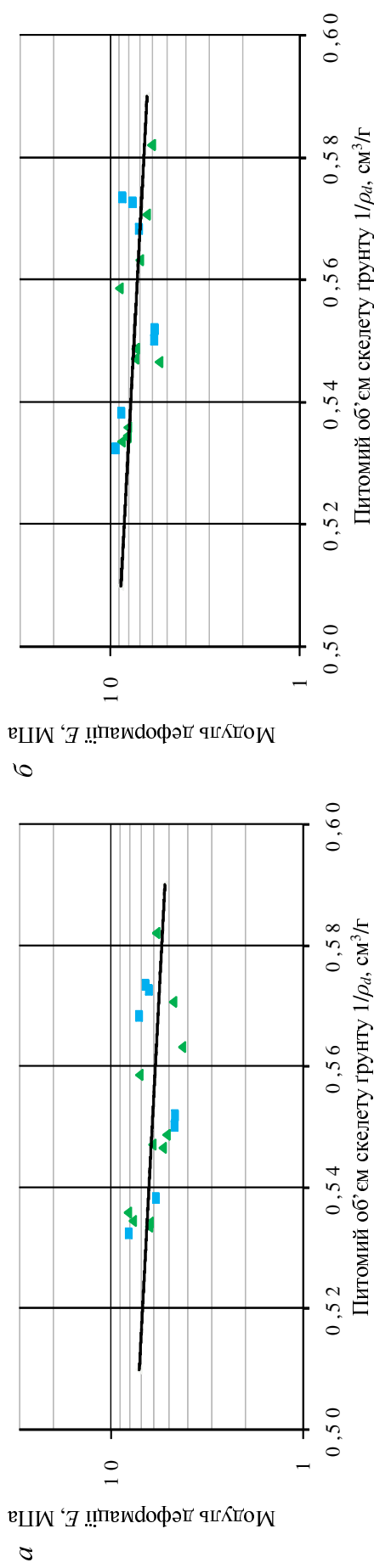
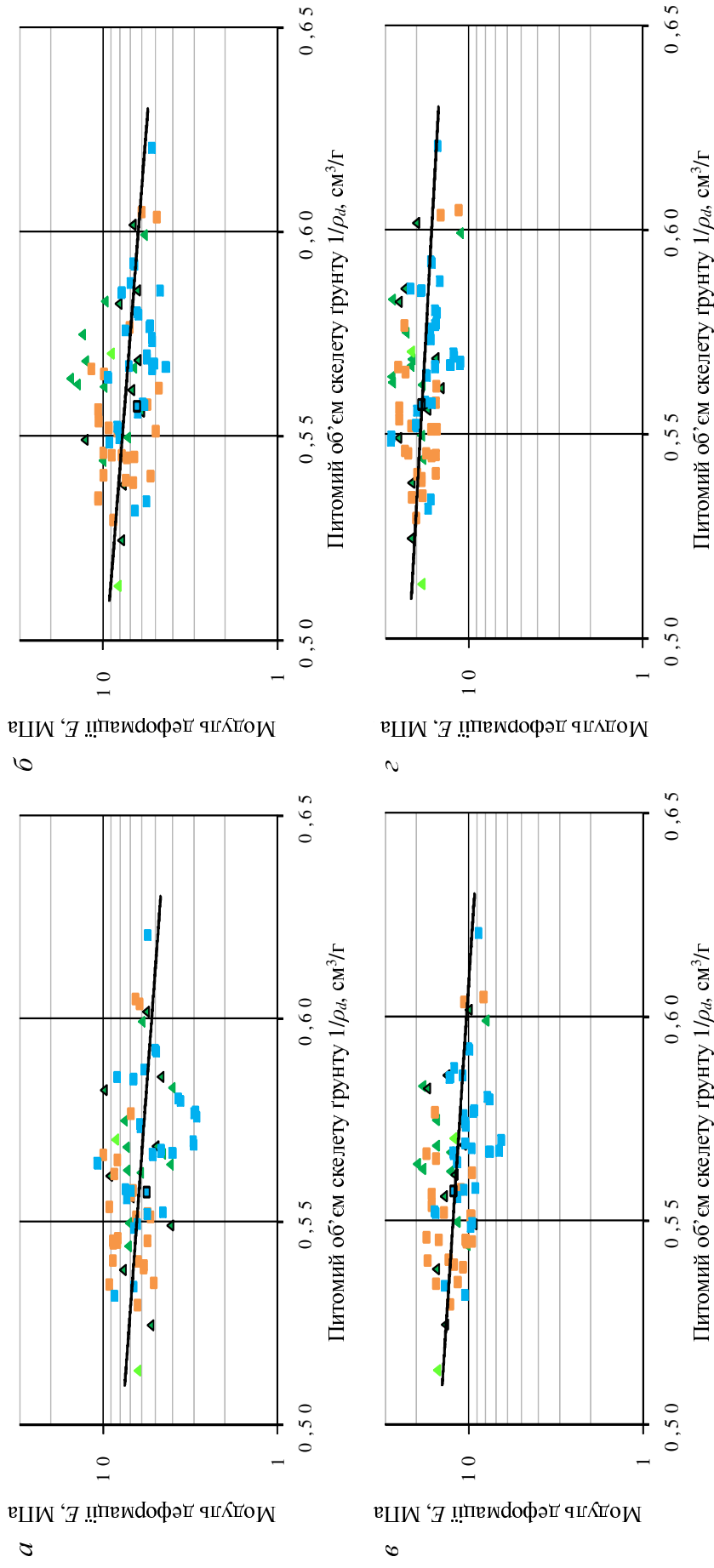


Рис. А.12 – Залежності модуля деформації E піску середньої крупності, однорідного від вологості ґрунту w для інтервалів тиску при компресійних випробуваннях $\sigma=0,2-0,3$ МПа для питомого об'єму скелету ґрунту: $a - 1/\rho_d = 0,55$; $б - 1/\rho_d = 0,60$



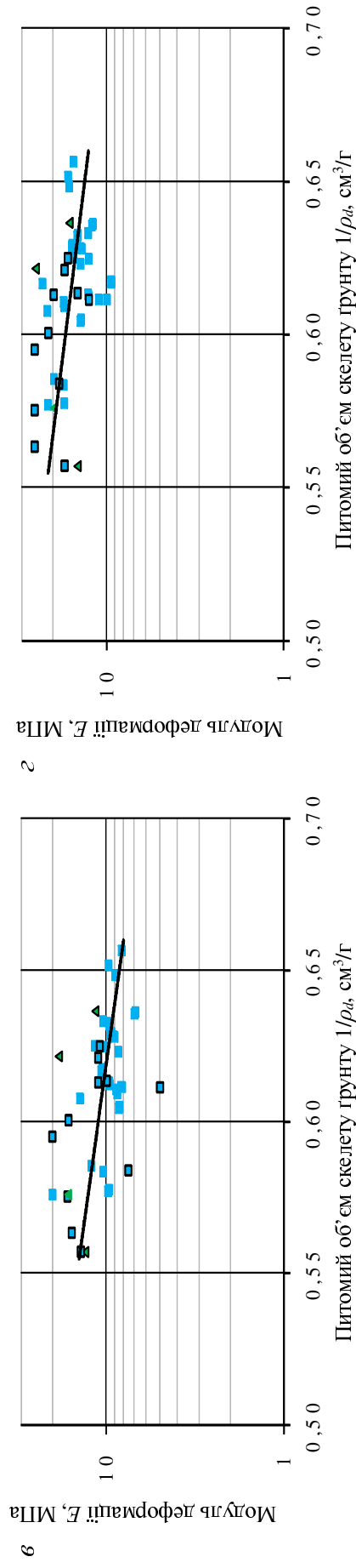
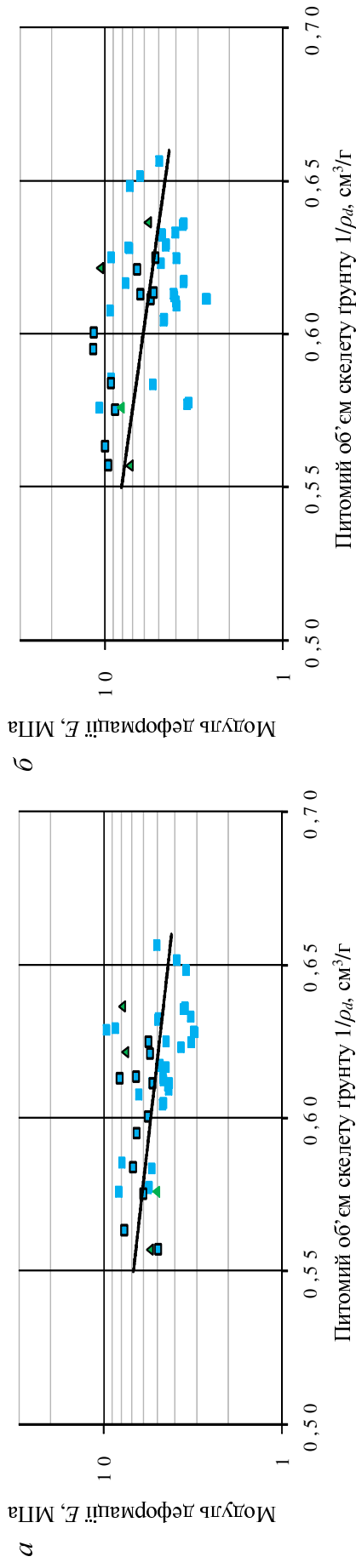
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibrotax VM132, вісім проходів у вібраційному режимі

Рис. А.13 – Графіки залежності модуля деформації піску м'якого з домішками сугілку від питомого об'єму скелету ґрунту $\ell g E = f(1/\rho_d)$ при укочуванні різними механізмами за вологості $w \approx 5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 \div 0,05$; $б - 0,05 \div 0,1$; $в - 0,1 \div 0,2$; $г - 0,2 \div 0,3$)



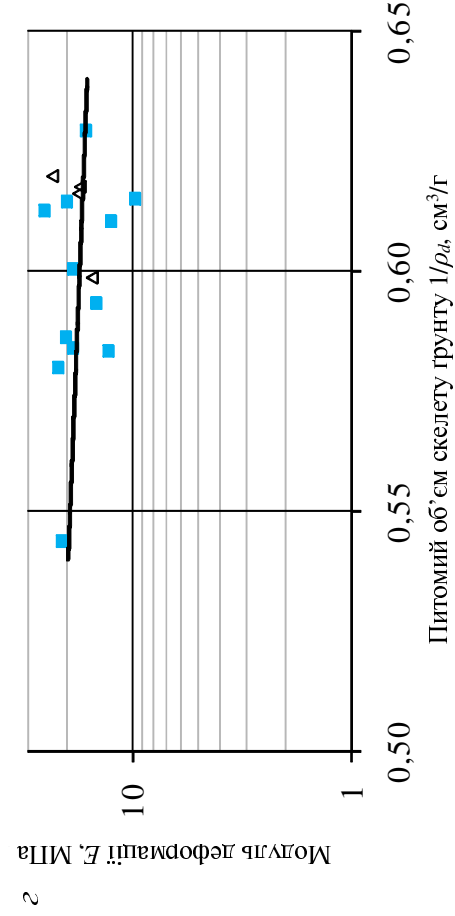
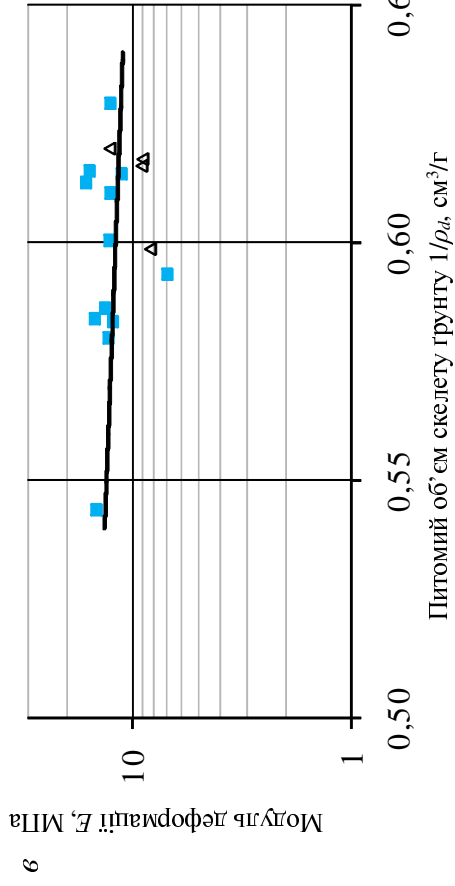
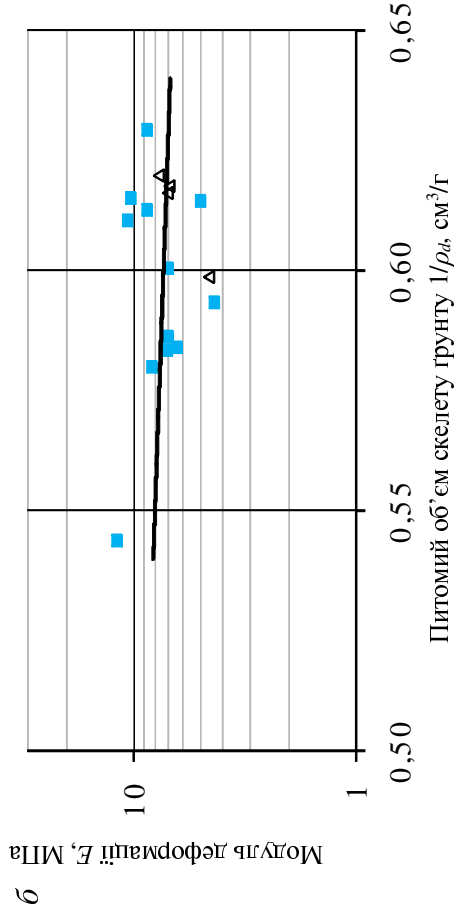
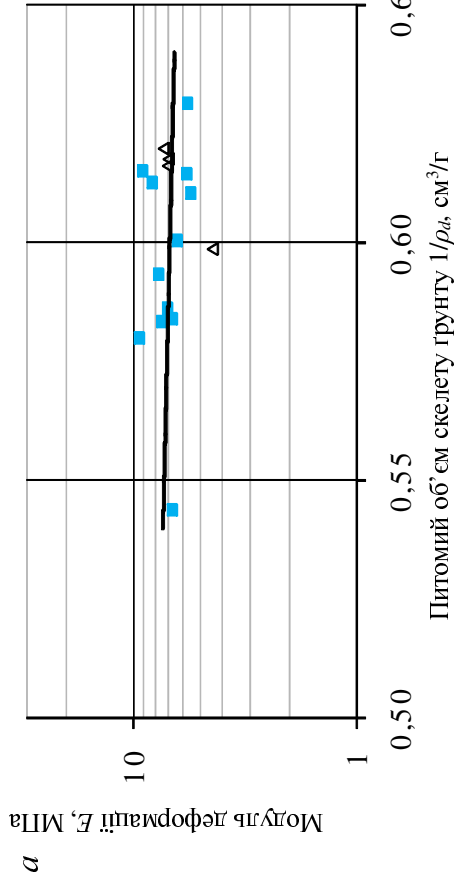
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, чотири проходи у вібраційному режимі; ■ – котки НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи у вібраційному режимі; ▲ – коток VIBROMAX VM132, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток VIBROMAX VM132, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – котки VIBROMAX VM132, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи

Рис. А.14 – Графіки залежності модуля деформації піску мілкою з домішками супіску від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при укочуванні різними механізмами за вологості $w \approx 10\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: а – $0 \div 0,05$; б – $0,05 \div 0,1$; в – $0,1 \div 0,2$; г – $0,2 \div 0,3$)



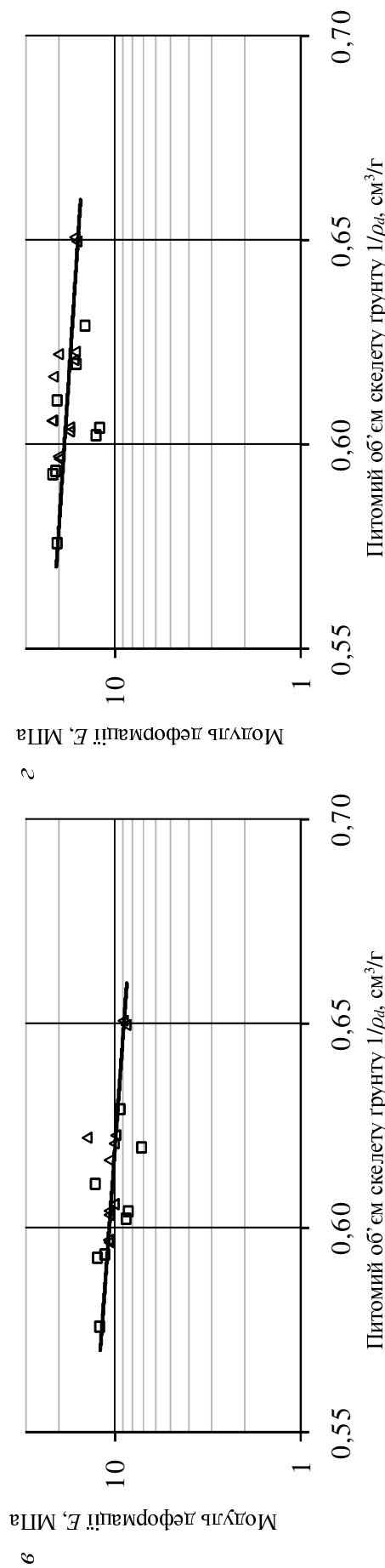
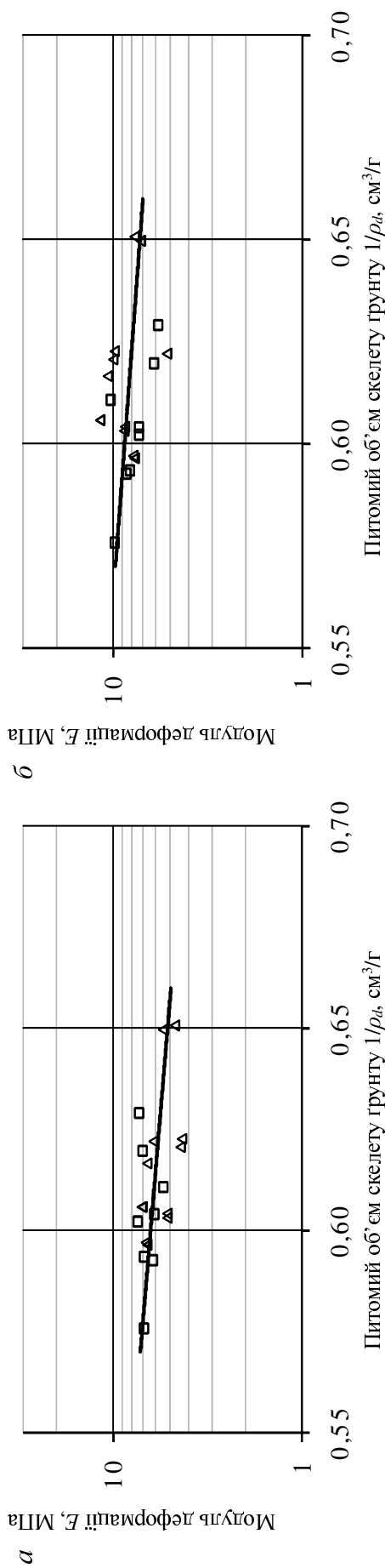
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи; ▲ – коток Vibrotax VM132, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – котки Vibrotax VM132, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи

Рис. А.15 Графіки залежності модуля деформації піску мілкого з домішками сугілку від питомого об'єму скелету ґрунту ($\lg E = f(1/\rho_d)$) при уключуванні різними механізмами за вологості $w \approx 15\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 \div 0,05$; $b - 0,05 \div 0,1$; $\text{в} - 0,1 \div 0,2$; $z - 0,2 \div 0,3$)



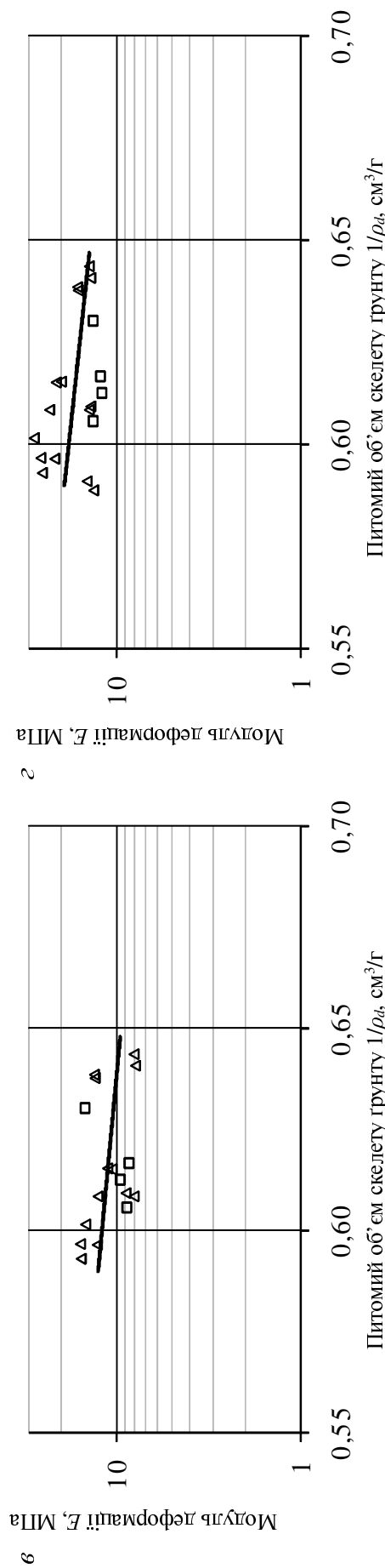
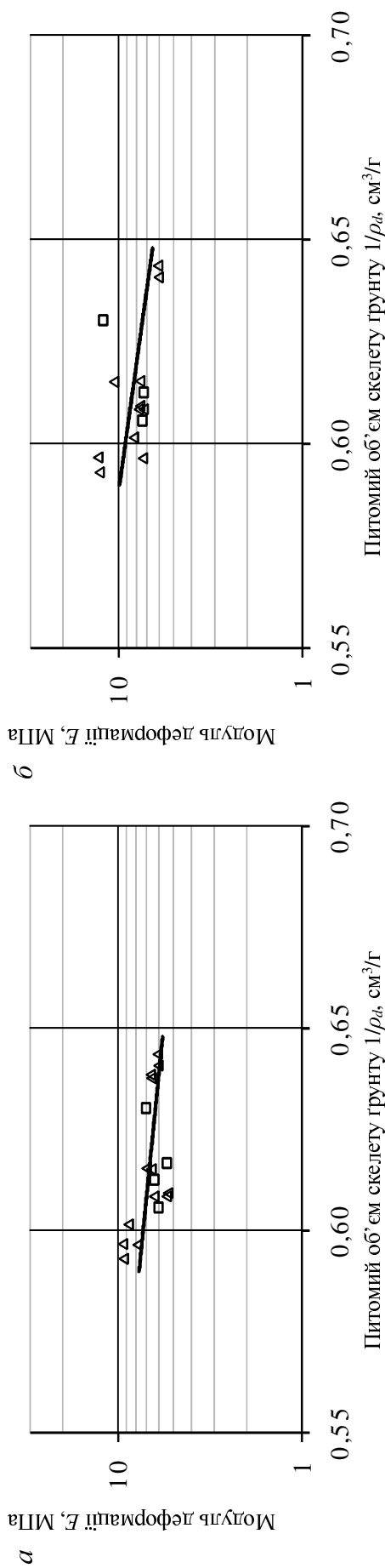
Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibromax VM132, чотири проходи

Рис. А.16 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при уключванні різних механізмів за вологості $w \approx 5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: **а** – $0 \div 0,05$; **б** – $0,05 \div 0,1$; **в** – $0,1 \div 0,2$; **г** – $0,2 \div 0,3$)



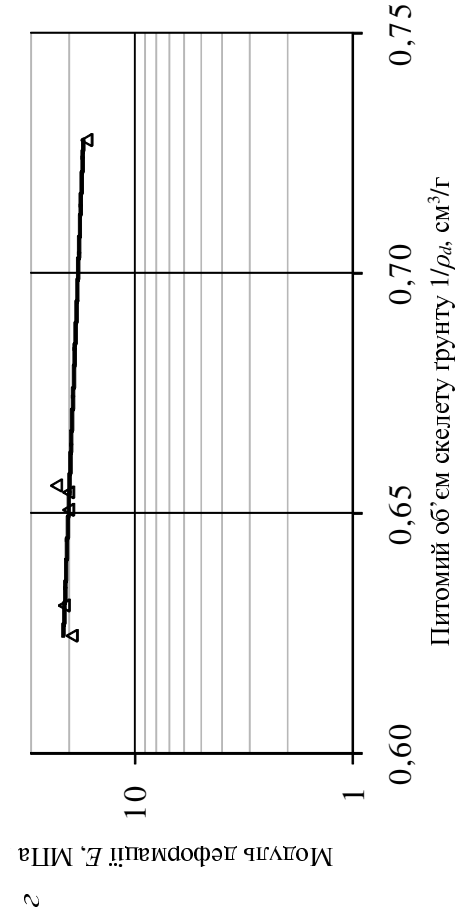
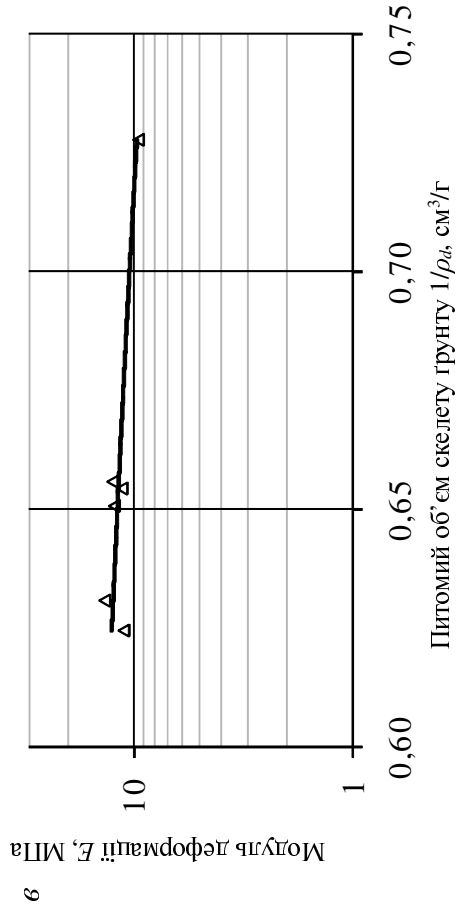
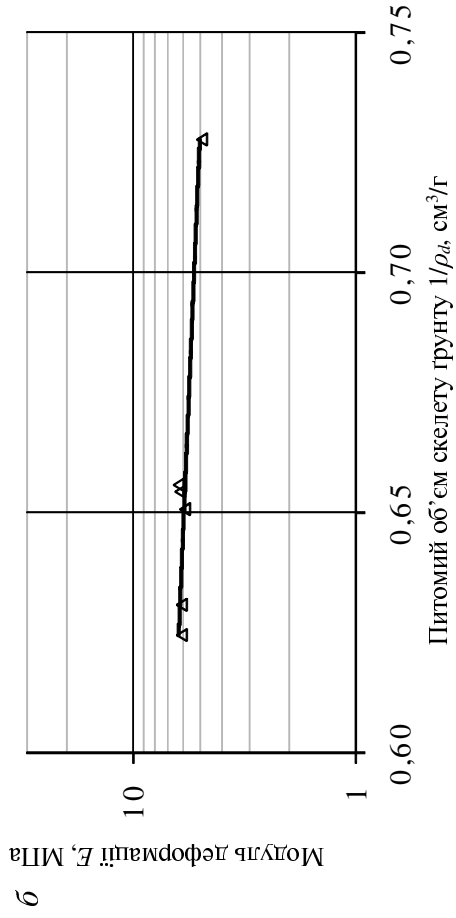
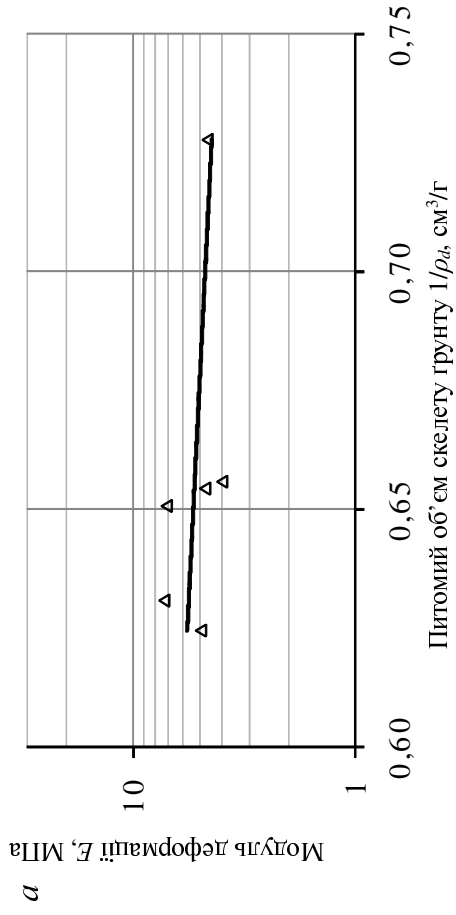
Умовні позначення: \square – коток НАММ 3520, чотири проходи; \triangle – коток Вібромак VM132, чотири проходи

Рис. А.17 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелету ґрунту ($E = f(1/\rho_d)$) при укочуванні різними механізмами за вологості $w \approx 7,5\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 \div 0,05$; $b - 0,05 \div 0,1$; $c - 0,1 \div 0,2$; $d - 0,2 \div 0,3$)



Умовні позначення: \square – коток НАММ 3520, чотири проходи; \blacktriangle – коток Вібромах VM132, чотири проходи

Рис. А.18 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg E = f(1/\rho_d)$ при укладанні різними механізмами за вологості $w \approx 10\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 \div 0,05$; $b - 0,05 \div 0,1$; $c - 0,1 \div 0,2$; $d - 0,2 \div 0,3$)



Умовні позначення: Δ – коток Vibrotax VM132, чогири проходи

Рис. А.19 – Графіки залежності модуля деформації піску середньої крупності від питомого об'єму скелету ґрунту $\ell_g E = f(1/\rho_d)$ при укочуванні різними механізмами за вологості $w \approx 15\%$ (при компресійних випробуваннях для інтервалів тиску σ , МПа: $a - 0 \div 0,05$; $b - 0,05 \div 0,1$; $v - 0,1 \div 0,2$; $z - 0,2 \div 0,3$)

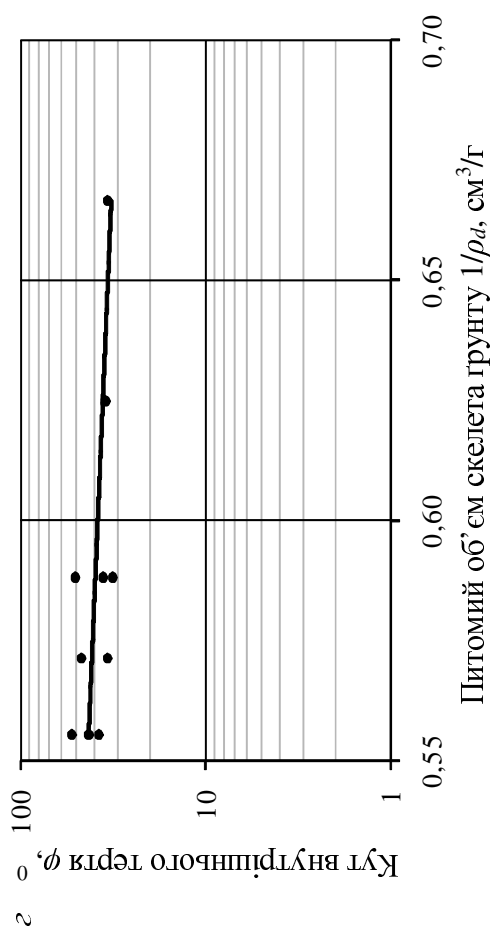
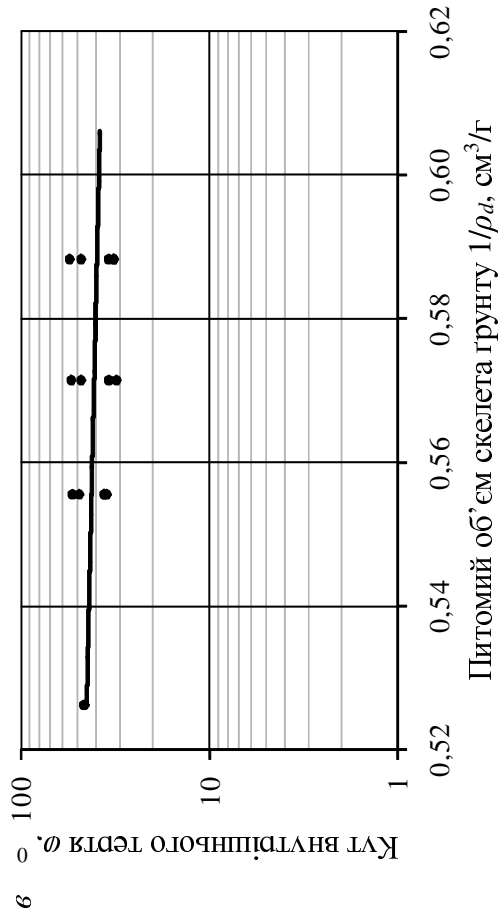
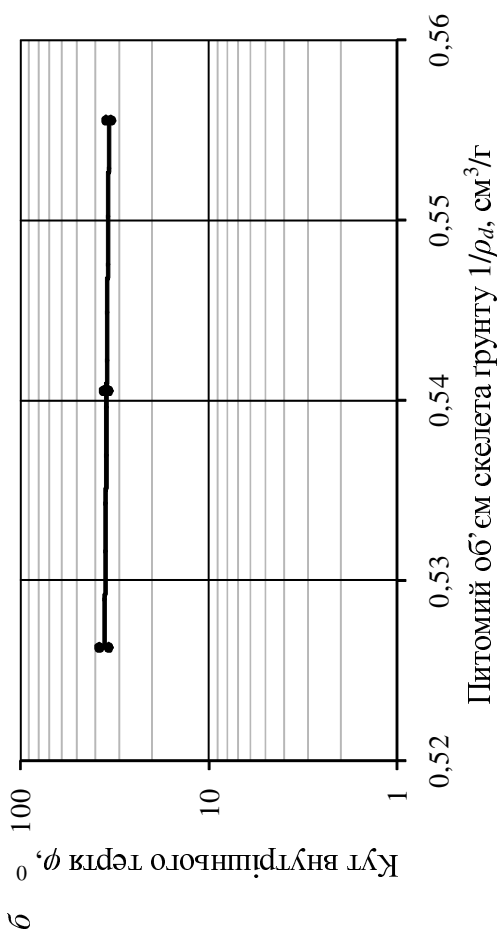
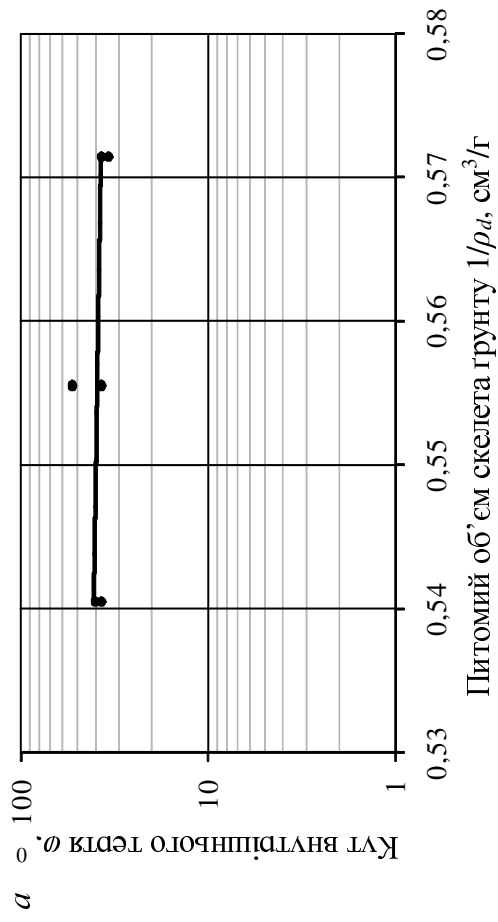


Рис. А.20 – Графіки залежності кута внутрішнього тертя піску мілкого з домішками сугіску від питомого об'єму скелета ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ при випробуваннях на одноплосинне зрушення при різних значеннях вологості W :

а – 5 – 7,5 %; **б** – 7,5 – 10 %; **в** – 10 – 12,5 %; **г** – 12,5 – 15 %

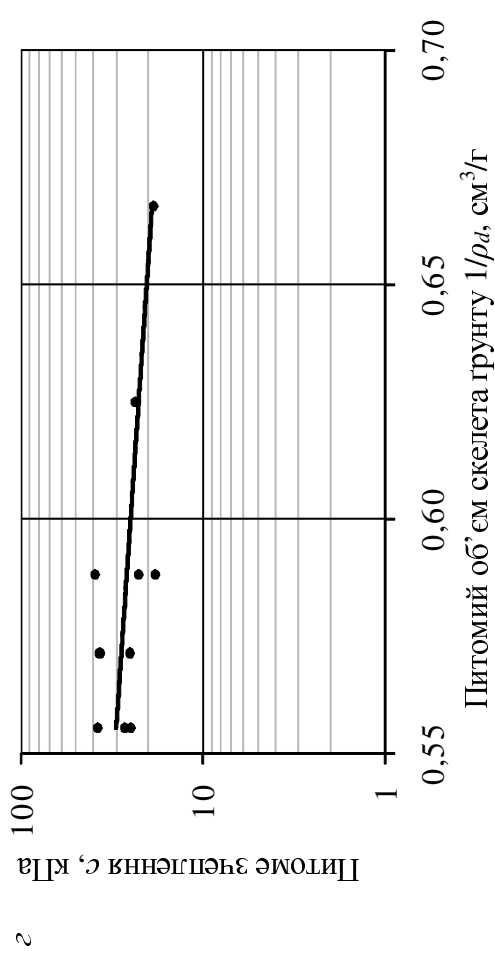
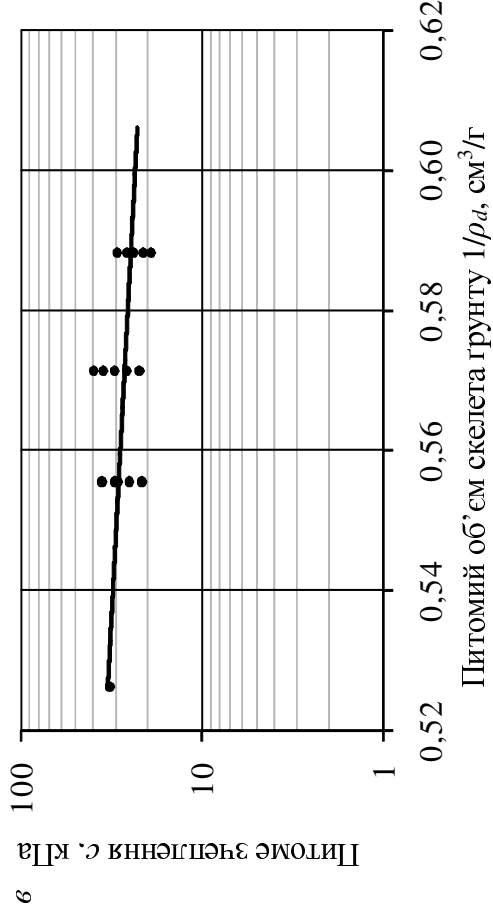
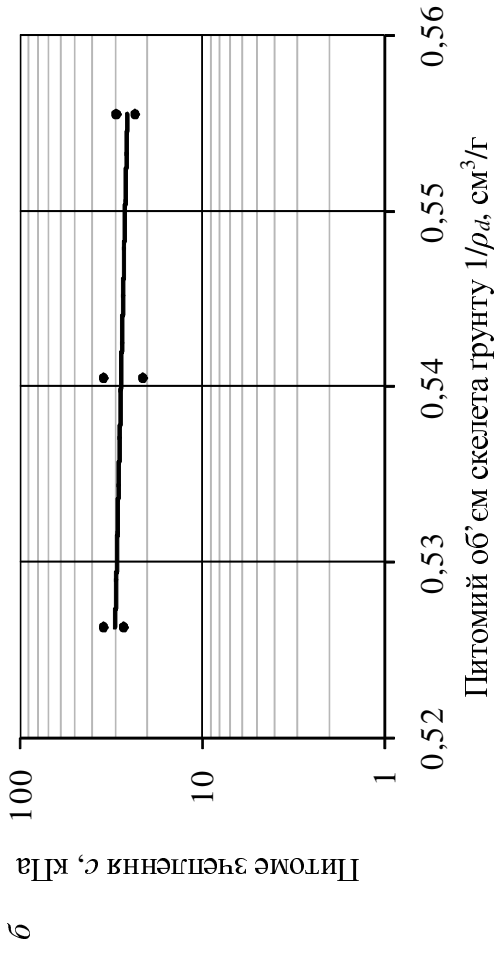
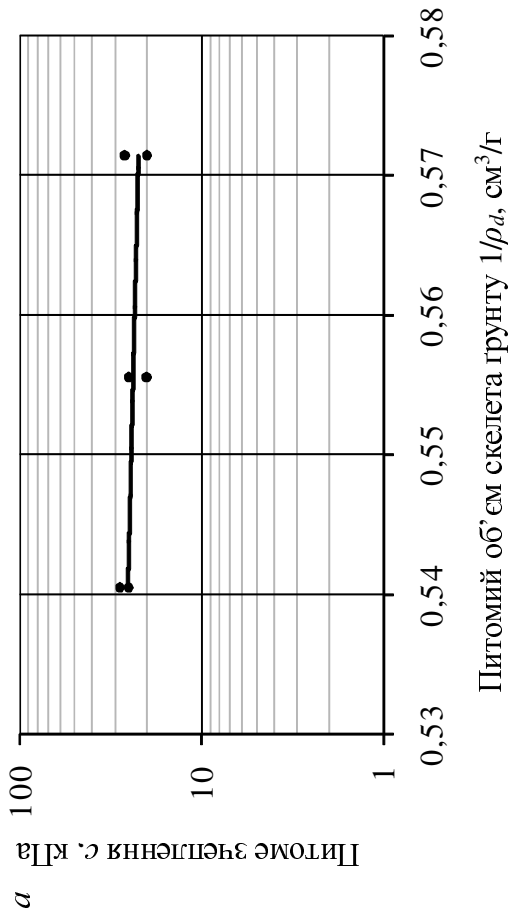


Рис. А.21 – Графіки залежності питомого зчеплення піску мілкокого з домішками супіску від питомого об'єму скелета ґрунту $lg c = f(1/\rho_d)$ при випробуваннях на одношлющине зрушення при різних значеннях вологості W :

a – 5 – 7,5 %; *б* – 7,5 – 10 %; *в* – 10 – 12,5 %; *г* – 12,5 – 15 %

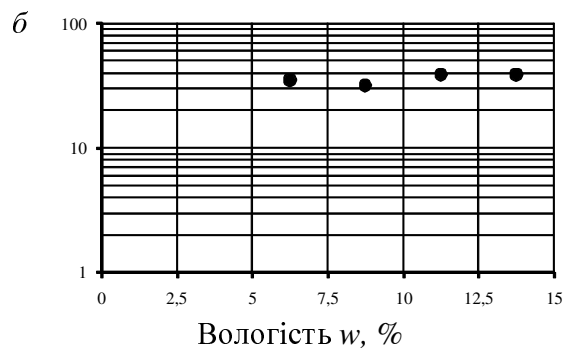
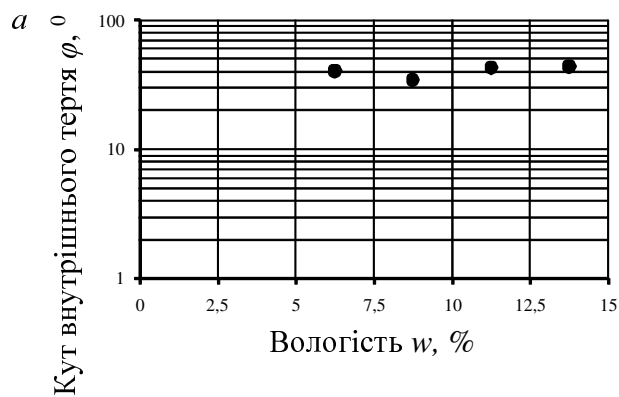


Рис. А.22 – Залежності кута внутрішнього тертя φ піску мілкого з домішками супіску від вологості ґрунту w для питомого об'єму скелета ґрунту:

$$a - 1/\rho_d = 0,55; \quad б - 1/\rho_d = 0,60$$

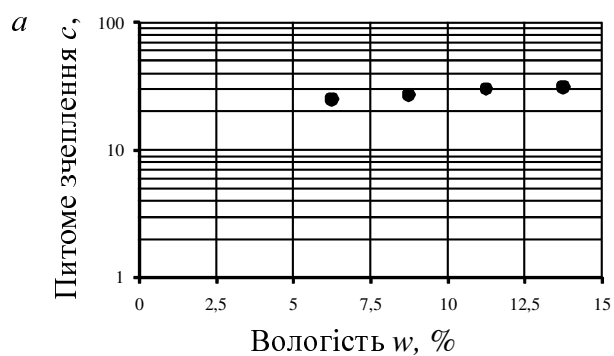
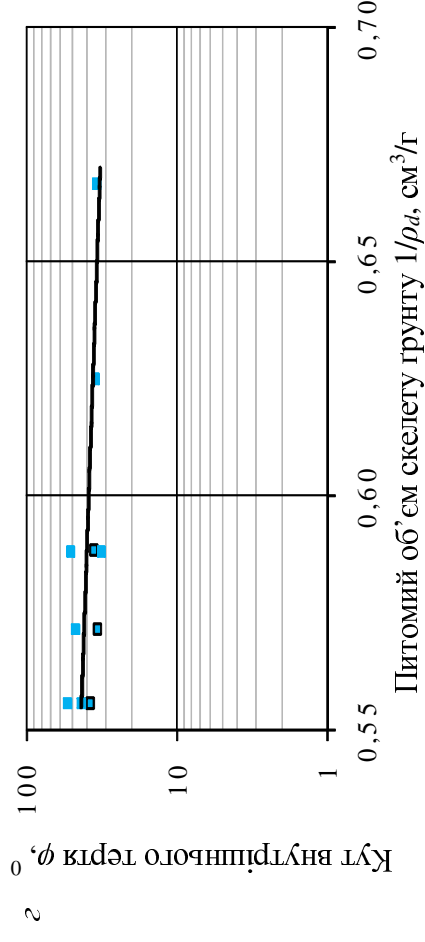
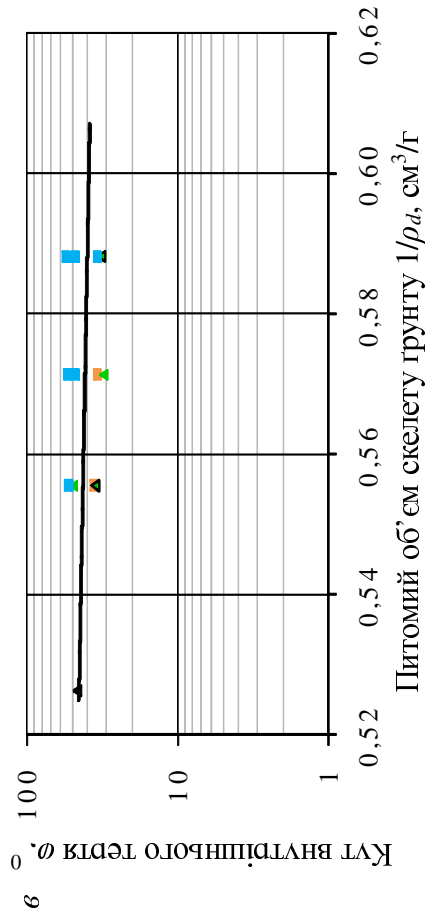
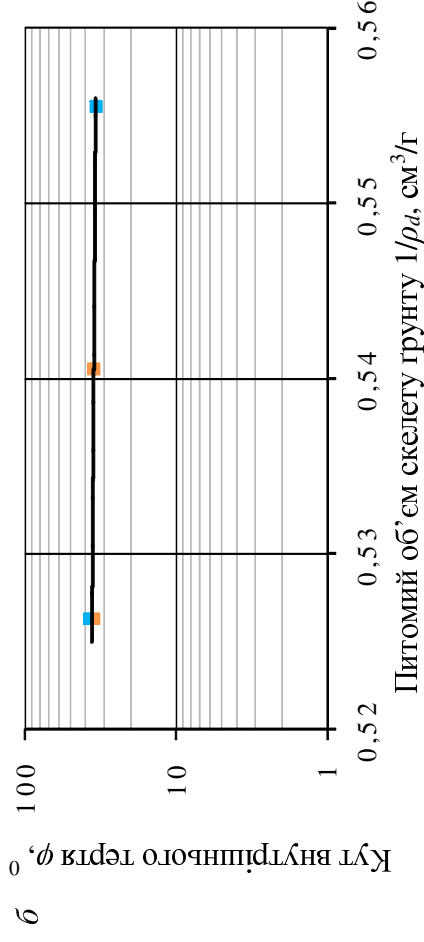
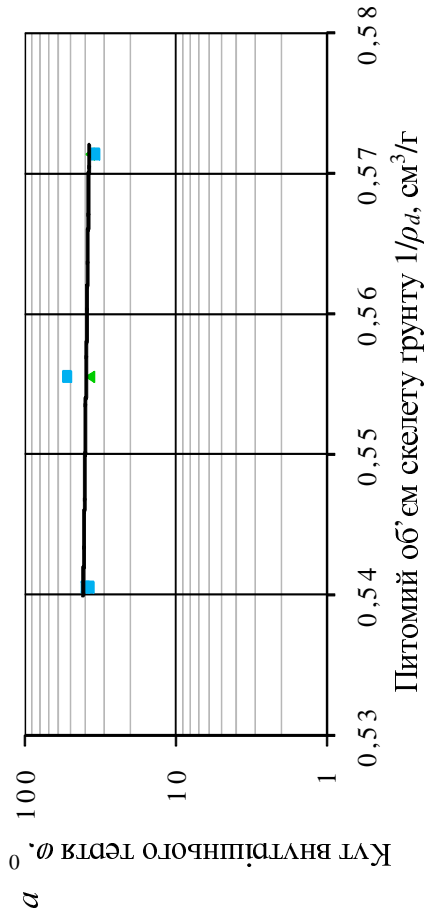


Рис. А.23 – Залежності питомого зчеплення c піску мілкого з домішками супіску від вологості ґрунту w для питомого об'єму скелета ґрунту:

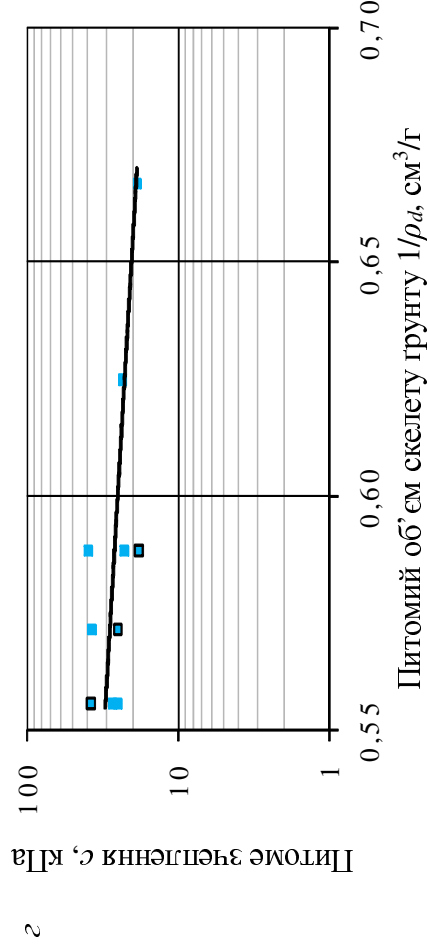
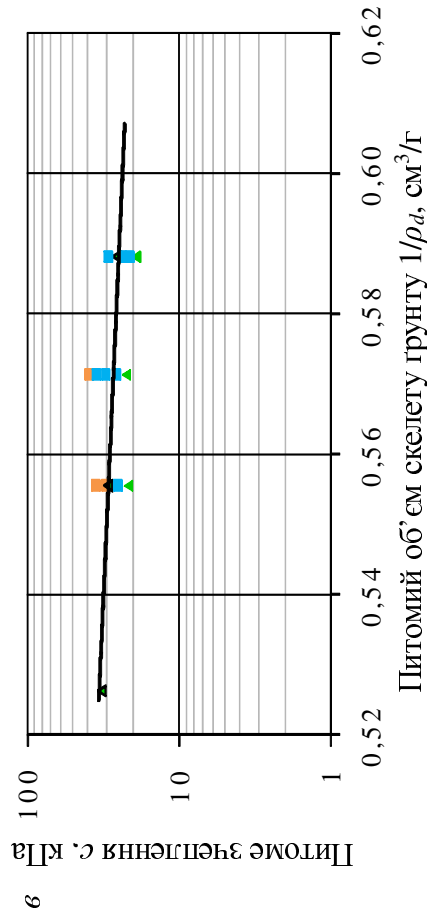
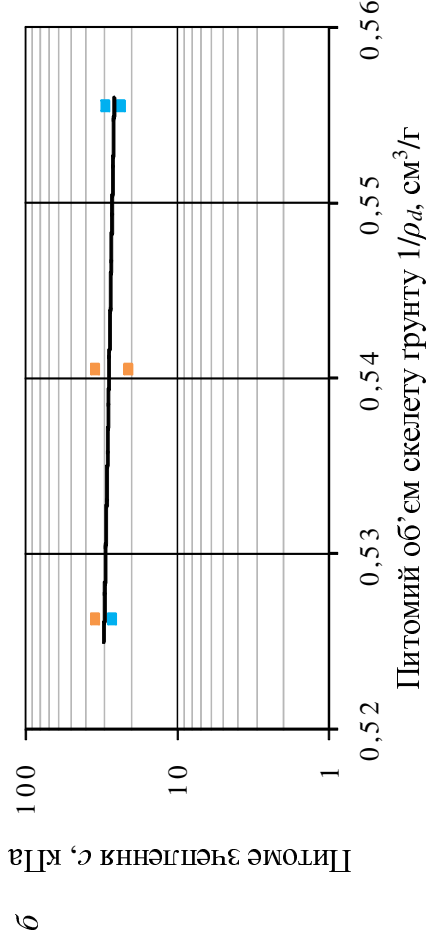
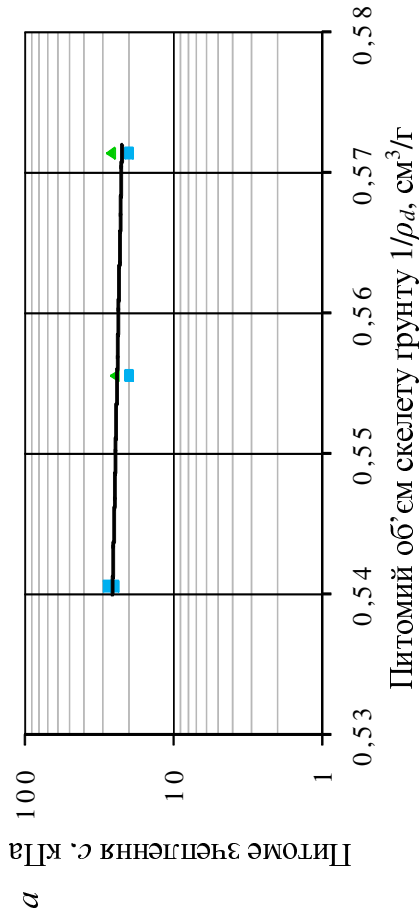
$$a - 1/\rho_d = 0,55; \quad б - 1/\rho_d = 0,60$$



Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, чотири проходи у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ■ – котки НАММ 3520, чотири проходи у вібраційному режимі; ■ – коток Вібротакх VM132, вісім проходів у вібраційному режимі; ■ – котки Вібротакх VM132, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Вібротакх VM132, чотири проходи у вібраційному режимі; ▲ – котки Вібротакх VM132, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи

Рис. А.24 – Графіки залежності кута внутрішнього тертя піску м'якшами супіску від питомого об'єму скелету ґрунту $\lg \varphi = f(1/\rho_d)$ при укочуванні різними механізмами (при випробуваннях на однополюснне зрушення) за різних значень

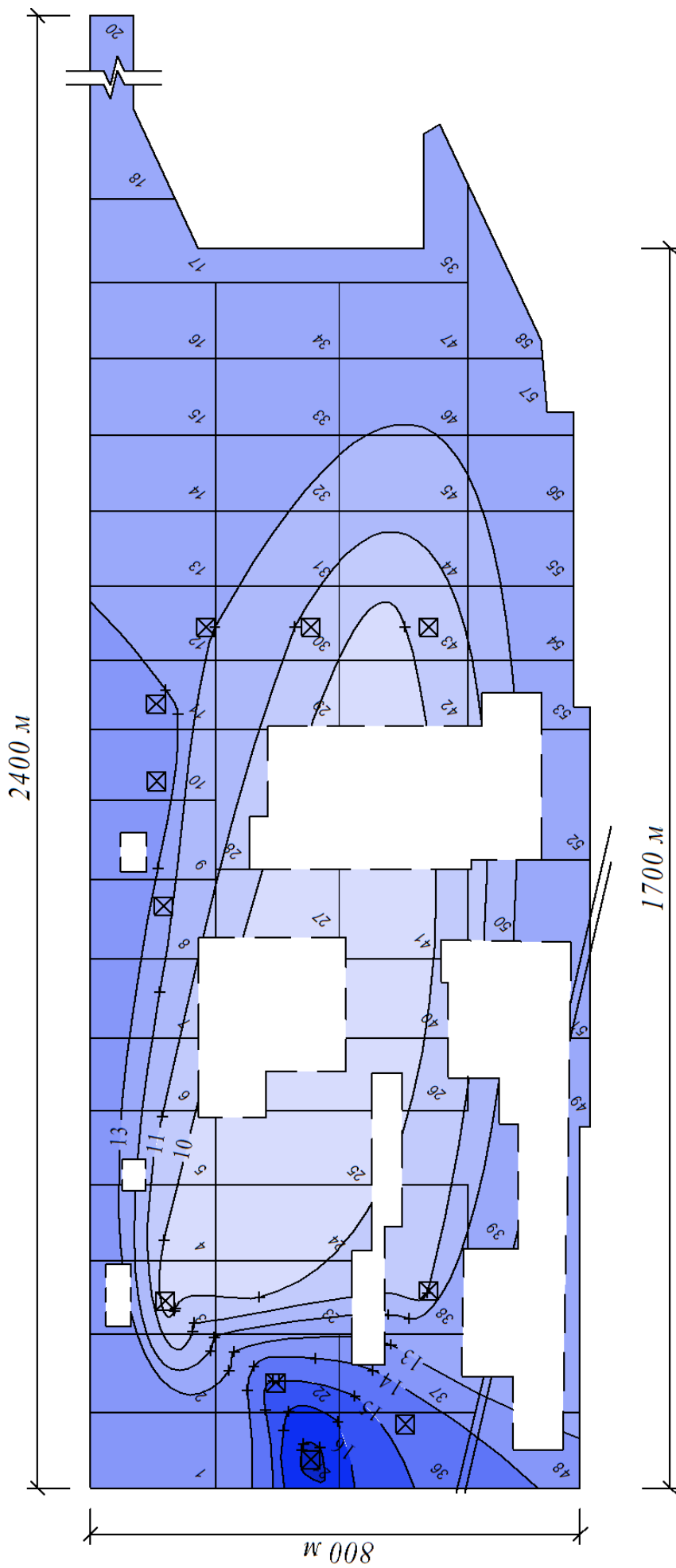
вологості w : а – $5 \div 7,5$ %; б – $7,5 \div 10$ %; в – $10 \div 12,5$ %; г – $12,5 \div 15$ %



Умовні позначення: ■ – коток НАММ 3520, чотири проходи у вібраційному режимі; ■ – коток НАММ 3520, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – котки НАММ 3520, чотири проходи; ▲ – коток Vibromax VM132, вісім проходів у вібраційному режимі; ▲ – коток Vibromax VM132, шість проходів у вібраційному режимі; ▲ – котки Vibromax VM132, шість проходів у вібраційному режимі та ДУ-16, чотири проходи

Рис. А.25 – Графіки залежності питомого зчеплення піску мілкого з домішками сугіску від питомого об'єму скелету ґрунту $\ell_{gc} = f(1/\rho_d)$ при укочуванні різними механізмами (при випробуваннях на одноплосинне зрушення) за різних значень

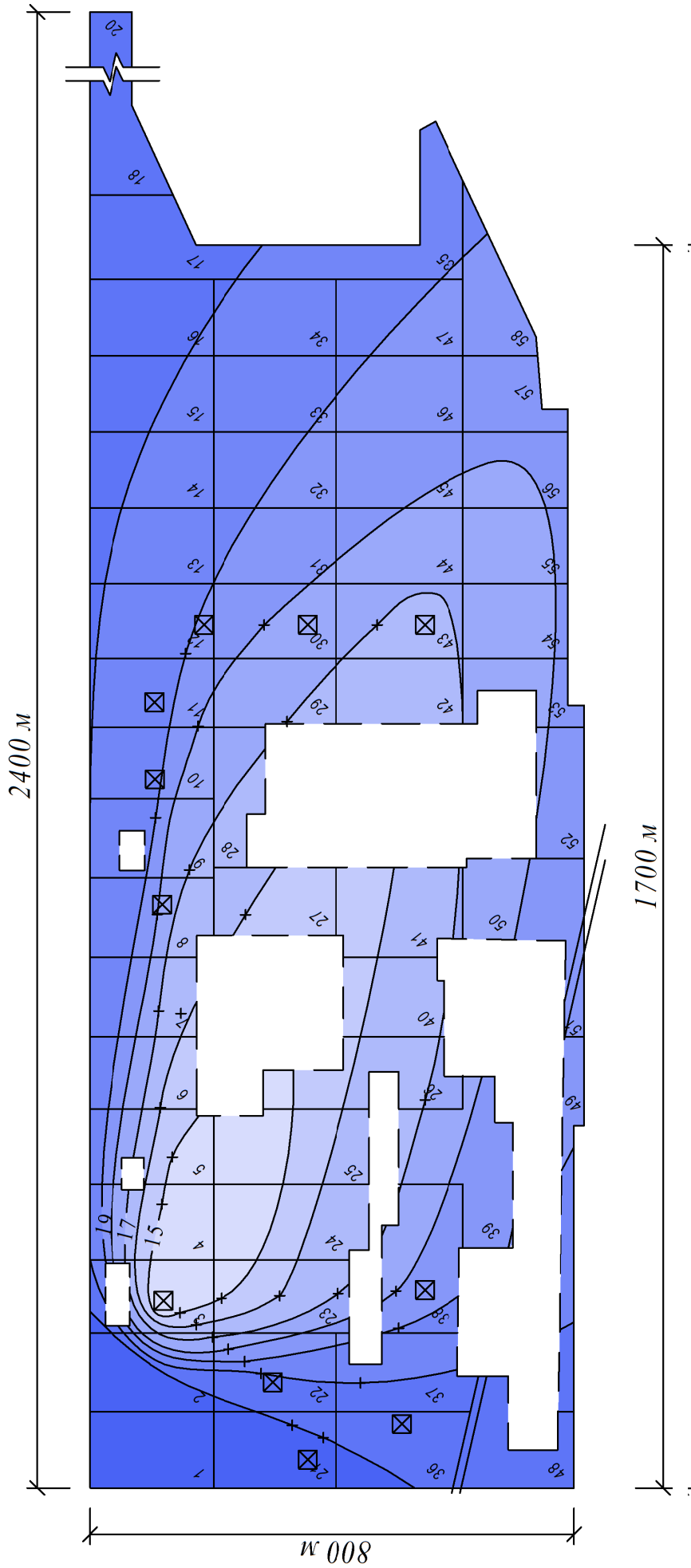
вологості w : $a - 5 \div 7,5$ %; $b - 7,5 \div 10$ %; $v - 10 \div 12,5$ %; $г - 12,5 \div 15$ %



Умовні позначення:

- - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ⊠ - пункти відбирання ґрунту
- 13 - ізолінії значень модуля деформації, МПа
- 35 - номер карти

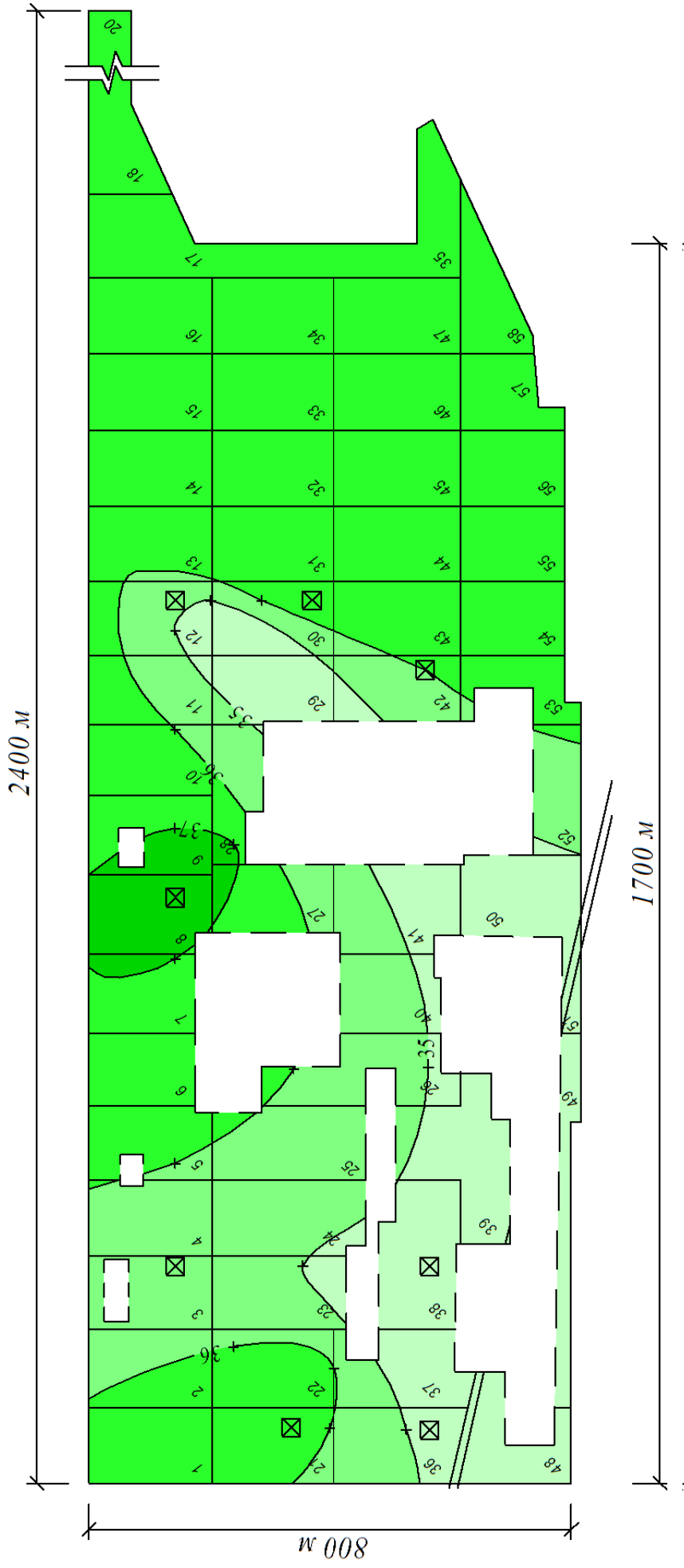
Рис. А.26 – Ізополя величин модуля деформації E (за умов випробувань при компресійному тиску $\sigma = 0,1 - 0,2$ МПа), МПа, уціленого укочуванням піску м'якого однорідного з домішками супіску шарів подушки під споруди заводу «Vorskla Steel»



Умовні позначення:

- [---] - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ☒ - пункти відбирання ґрунту
- 17- - ізолінії значень модуля деформації, МПа
- 35- номер карти

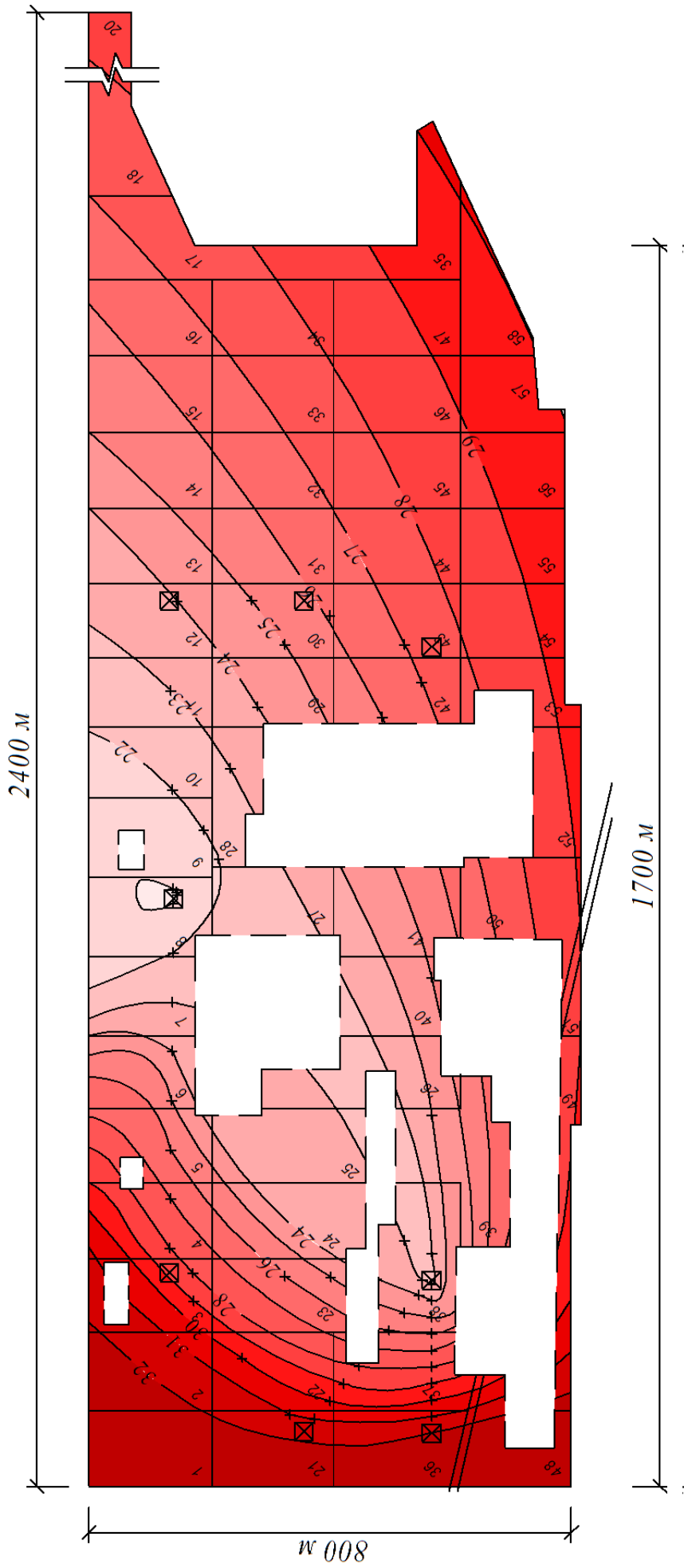
Рис. А.27 – Ізополя величин модуля деформації E (за умов випробувань при компресійному тиску $\sigma = 0,2 - 0,3$ МПа), МПа, уціленого укочуванням піску мілкого однорідного з домішками сугілки шарів подушки під споруди заводу «Vorskla Steel»



Умовні позначення:

- - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ⊗ - пункти відбирання ґрунту
- 35 - ізолінії значень кута внутрішнього тертя ϕ , град, ушілненого укочуванням піску мілкого однорідного з домішками сугіску шарів подушки під споруди заводу «Vorskla Steel»
- 35 - номер карти

Рис. А.28 – Ізополя значень кута внутрішнього тертя ϕ , град, ушілненого укочуванням піску мілкого однорідного з домішками сугіску шарів подушки під споруди заводу «Vorskla Steel»



Умовні позначення:

- [] - ділянки, що не були задіяні при зведенні подушки
- ☒ - пункти відбирання ґрунту
- 26 - - ізолінії значень питомого зчеплення, кПа
- 35 - номер карти

Рис. А.29 – Ізополя величин питомого зчеплення с, кПа, ушіленого уочуванням піску мілького однорідного з домішками суньку шарів подушки під споруди заводу «Vorskla Steel»

Наукове видання

ВИННИКОВ Юрій Леонідович
ХАРЧЕНКО Максим Олександрович
ЛОПАН Руслан Миколайович
МАНЖАЛІЙ Сергій Миколайович

**ГЕОТЕХНІЧНІ ВЛАСТИВОСТІ ШТУЧНИХ ОСНОВ ДЛЯ
ОБ'ЄКТІВ ГІРНИЧО-ЗБАГАЧУВАЛЬНОГО КОМПЛЕКСУ**

МОНОГРАФІЯ

Комп'ютерна верстка

Ю.Л. Винников,
М.О. Харченко

Відповідальний за випуск
Авторська редакція

М.Л. Зоценко

Підп. до друку 30.06.2017 р. Формат 60x84 1/16.

Папір офсет. Друк ризограф.

Ум.-друк. арк. – 15,46. Обл.-видав. арк. – 18,62.

Тираж 300 прим. Зам. №412.

Видавець і виготовлювач –
поліграфцентр Полтавського національного технічного
університету імені Юрія Кондратюка
36011, Полтава, Першотравневий проспект, 24
Свідоцтво про внесення суб'єкта видавничої справи
до державного реєстру видавців, виготовників
і розповсюджувачів видавничої продукції
Серія ДК, № 3130 від 06.03.2008 р.



Винников Юрій Леонідович – доктор технічних наук, професор, професор кафедри видобування нафти і газу та геотехніки Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (ПолтНТУ), дійсний член Академії будівництва України (АБУ), за розробку експериментально-теоретичних основ математичного моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими ґрунтами – лауреат премії АБУ ім. академіка М.С. Буднікова (2013 р.), член міжнародного товариства з механіки ґрунтів і геотехніки (ISSMGE). Основні напрямки наукової діяльності: дослідження, розрахунок і проектування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, зокрема із реалізацією чисельних та імовірнісних методів; обстеження і проектування фундаментів при реконструкції споруд, розробка норм проектування. Автор 6 монографій,

3 підручників, 10 навчальних посібників, 10 нормативних документів, 45 патентів на винаходи, понад 300 наукових праць, науковий керівник 12 кандидатів наук. E-mail: vynnykov@ukr.net, vynnykov@hotmail.com



Харченко Максим Олександрович – кандидат технічних наук, доцент, доцент кафедри видобування нафти і газу та геотехніки ПолтНТУ, член Всеукраїнського товариства з механіки ґрунтів і геотехніки, стипендіат стипендії Кабінету Міністрів України для молодих вчених (2016 р.), за впровадження штучної основи для промислових будівель – лауреат премії АБУ ім. академіка М.С. Буднікова (2016 р.). Основні напрямки наукової діяльності: дослідження і удосконалення методики розрахунку штучних ґрунтових масивів, геомоніторинг за якістю їх влаштування, розрахунки і проектування основ, фундаментів, глибоких котлованів і підпірних стін у складних інженерно-геологічних і щільних умовах сумісно з надземним каркасом, реалізація чисельних та імовірнісних методів розрахунку геотехнічних задач. Автор

3 навчальних посібників, понад 70 наукових праць, патенту на винахід. E-mail: kharchenkoMO@ukr.net, maka1984@i.ua



Лопан Руслан Миколайович – кандидат технічних наук, доцент кафедри видобування нафти і газу та геотехніки ПолтНТУ, Основні напрямки наукової діяльності: економічна та технічна доцільність застосування розкривних порід для піщаних подушок; вплив параметрів і режимів котків на геотехнічні властивості ущільнених пісків; удосконалення методів визначення механічних характеристик ґрунтів подушок; геоінформаційні технології; геомоніторинг улаштування подушок. Автор понад 40 наукових праць. E-mail: ruslanlpn15@gmail.com



Манжалій Сергій Миколайович – технічний директор ПП «Технобуд-монтаж», м. Горішні Плавні Полтавської обл. Основні напрямки наукової діяльності: геотехнічні властивості основ із розкривних малозв'язних ґрунтів для об'єктів гірничо-збагачувального комплексу; геомоніторинг зведення штучних основ; удосконалення методів посилення основ і фундаментів існуючих будівель у складних інженерно-геологічних умовах і їх практична реалізація. Автор 5 наукових праць і патенту на винахід. E-mail: msn1975@i.ua