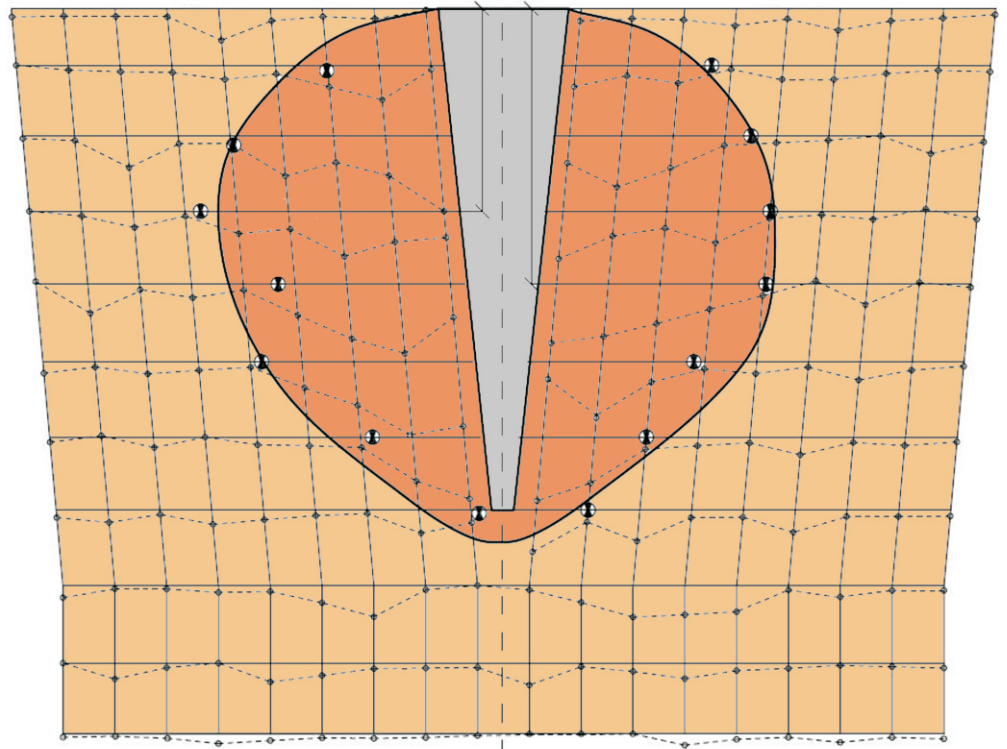




М.Л. ЗОЦЕНКО,
Ю.Л. ВИННИКОВ

**ФУНДАМЕНТИ,
ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ
БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ**



M.L. ZOTSENKO, Yu.L. VYNNYKOV

**FOUNDATIONS,
ARRANGED WITHOUT
SOIL EXCAVATION**

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

М.Л. ЗОЦЕНКО, Ю.Л. ВИННИКОВ

**ФУНДАМЕНТИ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ БЕЗ
ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ**

МОНОГРАФІЯ

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

M.L. ZOTSENKO, Yu.L. VYNNYKOV

**FOUNDATIONS, ARRANGED WITHOUT SOIL
EXCAVATION**

MONOGRAPH

**Полтава
2019**

УДК 624.131: 624.15
З 88

Рецензенти:

Бойко І.П., професор, докт. техн. наук, Київський національний університет будівництва та архітектури;

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

Самородов О.В., професор, докт. техн. наук, Харківський національний університет будівництва та архітектури.

Рекомендовано до опублікування вченою радою Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка (протокол №11 від 5.02.2019 р.).

З 88 Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту: Монографія / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников. – Полтава: ПолНТУ імені Юрія Кондратюка, 2019. – 346 с., іл.: 191, табл.: 28; бібліогр. 283 назви.

ISBN 978-966-616-169-0

Монографію присвячено встановленню закономірностей утворення форм, розмірів і властивостей ґрунтів «зони впливу» фундаментів (збірні палі та блоки різної форми, які занурюють у ґрунт молотами, вібруванням, вдавлюванням; монолітні набивні фундаменти і палі, що влаштовують у виготовлених пробиванням, віброштампуванням, розкочуванням порожнинах, у т. ч. з розширеннями з втрамбованого щебня чи бетону) і штучних основ (з поверхневим або глибинним ущільненням ґрунтів), які споруджуються без виймання ґрунту. Саме параметри «зони впливу» є визначальними при оцінюванні напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент». Удосконалено польові та лабораторні методи дослідження властивостей ґрунтів «зони впливу»: penetрацію; зондування; обергальне зрушення. Теоретичне обґрунтування досліджень проведено вирішенням пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів з урахуванням процесів ущільнення ґрунтів при зведенні фундаментів. На базі цих досліджень розроблено й впроваджено нові конструкції фундаментів і обладнання для їх виготовлення, а також практичні методи їх проектування та технології.

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

Foundations, Arranged without Soil Excavation: Monograph / M.L. Zotsenko, Yu.L. Vynnykov. – Poltava: PolNTU named after Yuri Kondratyuk, 2019. – 346 p., fig.: 191, tabl.: 28; bibliogr. 283 titles.

The monograph aimed at determining the formation tendencies of shapes, sizes, and soil properties in the “influence area” of foundations (precast piles and blocks of different forms that are submerged into the soil with hammers, vibration, squeezing; monolith drilled piles and foundations erected in hollows manufactured by driving, vibration pressing, roll out in hollows including ones with the widening of rammed gravel or concrete) and artificial bases (with the surface or deep soil densification) that are erected without soil extraction. In particular, the “influence area” parameters are definitive in a stress-strain state estimation of the “base – foundation” system. The field and laboratory methods of a soil properties investigation of the “influence area” have been enhanced: penetration, probing, rotational offset. The theoretical justification of the research is carried out by solving the elastic-plastic problem of non-linear soil mechanics with regards to the soil densification processes in foundations erection. On the basis of this research, the new foundation designs and equipment for its manufacturing have been developed and implemented as well as practical methods of its designing and technology.

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

УДК 624.131: 624.15

© М.Л. Зоценко, 2019

© Ю.Л. Винников, 2019

ISBN 978-966-616-169-0

ПЕРЕДМОВА

Серед фундаментів і штучних основ як конструктивних елементів будівель і споруд виділяються ті, що зводяться без попереднього виймання ґрунту шляхом його витіснення, а у більшості випадків – ущільнення. Перш за все, до них належать усі види забивних і деякі набивні палі, фундаменти у витрамбованих котлованах і пробитих свердловинах, різні види забивних блоків, а також штучні основи, які споруджують шляхом поверхневого чи глибинного ущільнення ґрунтів. У практиці фундаментобудування вони називаються фундаментами ущільнення.

Їх загальною ознакою є те, що при влаштуванні таких фундаментів у ґрунті основи формується, так звана, «зона впливу», в межах якої властивості ґрунту відрізняються від природного складання. Форма та розміри «зони впливу», а також властивості ґрунту в її межах, визначають напружено-деформований стан (НДС) системи «основа – фундамент».

У певних інженерно-геологічних умовах ущільнений ґрунт у «зоні впливу» має більш високі механічні характеристики, ніж за її межами. Це зумовлює високу ефективність фундаментів ущільнення. Параметри «зони впливу» залежать від розмірів і форми фундаментів, виду і стану ґрунтів, а також способів їх зведення.

При виборі ефективних фундаментів для конкретних умов будівництва необхідно знати загальні закономірності формування «зони впливу», вміти визначати її розміри та характеристики ґрунту в будь-якій її точці. В процесі експлуатації фундаментів параметри «зони впливу» можуть змінюватися і тим самим впливати на НДС системи «основа – фундамент». Для забезпечення надійності таких основ і фундаментів необхідно вивчити мінливість ґрунтів «зони впливу» в часі.

Знання закономірностей формування «зони впливу» в процесі зведення фундаментів і мінливості характеристик ґрунту в її межах у процесі експлуатації дозволяє використовувати сучасні рішення механіки ґрунтів при оцінюванні НДС системи «основа – фундамент», створювати нові конструкції фундаментів ущільнення та ресурсозберігаючі технології їх виготовлення.

Наведені аргументи доводять актуальність наукових досліджень у цій області. Монографія присвячена вирішенню поставлених питань.

Метою роботи є встановлення закономірностей формування форми, розмірів і фізико-механічних властивостей ґрунтів «зони впливу» фундаментів ущільнення для розробки практичних методів розрахунку, конструювання і технології зведення.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені й вирішені наступні завдання:

- скласти класифікацію фундаментів і штучних підстав, що споруджуються без виймання ґрунту;
- розробити методику досліджень «зони впливу», що включає встановлення залежностей для визначення форми, розмірів і фізико-механічних властивостей ґрунту в її межах;
- встановити залежності для визначення фізико-механічних характеристик в будь-якій точці ґрунтової основи таких фундаментів;
- визначити мінливість параметрів «зони впливу» в часі при дотриманні експлуатаційних вимог, а також при впливі на неї різних техногенних процесів;
- розробити методику математичного моделювання НДС системи «фундамент без виймання ґрунту – основа» з урахуванням встановлених закономірностей зміни ґрунтів в «зоні впливу» для різних фундаментів і умов їх експлуатації;
- порівняти отримані результати моделювання з даними експериментальних визначень показників НДС основи, в т.ч. встановлених у натурних умовах шляхом прямого вимірювання тиску на контактні фундаменту й ґрунту, а також інструментального визначення осідань будівель, зведених на таких фундаментах;
- розробити практичні методи проектування, нові конструкції, технологічне обладнання, ресурсозберігаючі технології влаштування фундаментів і штучних основ, які споруджують без виймання ґрунту; обґрунтувати їх економічну ефективність і надійність.

На різних етапах досліджень у роботі над темою, що розглядається, приймали участь науковці та виробничники: Аль-Клуб В.М., Бабенко В.О., Біда С.В., Білокінь О.М., Борт О.В., Вагідов М.М., Гергель О.М., Голов О.О., Горбань І.І., Завалій Б.І., Котлярова О.В., Ландар О.М., Мірошніченко І.В., Омельченко П.М., Передерій М.Ф., Романова М.Г., Хазін В.Й., Хазін С.В., Харчук О.М., Щур О.В., Яковлєв В.С.

Автори висловлюють щире подяку рецензентам монографії докторам технічних наук, професорам І.П. Бойку, В.Л. Седіну та О.В. Самородову.

РОЗДІЛ І. ОСОБЛИВОСТІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

1.1 Класифікація основ і фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту

Фундаменти будівель і штучні основи класифікують за різними ознаками: глибині закладення; виду застосовуваних матеріалів; формі в плані; технологічних особливостях виготовлення та ін. Досвід проектування і будівництва різних видів фундаментів і штучних основ показує, що значну роль при оцінці експлуатаційних якостей відіграє принцип їх улаштування. Для фундаментів, які влаштовуються у відкритих котлованах, визначальне значення має наявність водозниження, спосіб зведення на місцевості, покритої водою і т. і. При зануренні паль – метод занурення, наявність лідирування чи підмиву та ін. Зазначені особливості істотно впливають на реологічні властивості підстави, визначаючи характер роботи системи «основа – споруда» в часі. Виходячи їх цих міркувань, в основу класифікації фундаментів і штучних основ нами покладено принцип їх улаштування, який визначає конструкцію, особливості взаємодії з ґрунтом і, в кінцевому рахунку, їх міцність і деформативність. Основним принципом класифікації є їх улаштування з попередньої виїмкою ґрунту чи без його виїмки.

Класифікація включає наступні таксонометричних одиниці, що виділяються по групах ознак [79, 88]:

- клас – за принципом улаштування основ і фундаментів;
- група – за способом закладення матеріалів фундаментів і штучних основ у ґрунти;
- тип – за технологічними особливостями влаштування фундаментів і штучних основ;
- вид – за загальними конструктивними ознаками і матеріалу;
- різновид – за конструктивними відмінностями фундаментів і штучних основ.

Надалі будемо розглядати клас фундаментів і штучних основ, які споруджують без виймання ґрунту. У табл. 1.1 наведена така класифікація.

Таблиця 1.1 – Класифікація фундаментів і штучних основ, що споруджуються без виймання ґрунту

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
Фундаменти, що споруджуються зануренням у ґрунт збірних елементів	За способом занурення елементів у ґрунт: - молотами різних конструкцій	За формою елементів: - елементи постійного перерізу за довжиною;	За формою поперечного перерізу: - квадратні, прямокутні, трикутні, призматичні палі, залізобетонні з різним армуванням; - суцільні і порожнисті палі складного поперечного перерізу:

Продовження таблиці 1.1

Підгрупа	Тип	Вид	Різновид
	<ul style="list-style-type: none"> - вібраторами; - вдавлюванням; - загвинчуванням 	<ul style="list-style-type: none"> - елементи змінного перерізу за довжиною 	<p>таврові, двотаврові, хрестоподібні, трипроменеві, з вертикальними діафрагмами, металевий шпунт и т. ін.;</p> <ul style="list-style-type: none"> - мікропалі різної форми; - пірамідальні, клиноподібні, козлові, плоскопрофільовані, гвинтові палі, забивні блоки та ін.
<p>Фундаменти, зведені у порожнинах, виготовлених у ґрунті снарядами з витисненням ґрунту і наступним заповненням їх збірними чи монолітними конструкціями в розпір</p>		<p>За способом виготовлення фундаментів у порожнинах:</p> <ul style="list-style-type: none"> - бетонування в розпір; - монтаж збірного елемента <p>За наявністю розширення у нижній частині:</p> <ul style="list-style-type: none"> - без розширення; - з формуванням розширення із жорсткого матеріалу в процесі влаштування порожнини <p>За формою повздовжнього профілю порожнини:</p> <ul style="list-style-type: none"> - постійного перерізу за довжиною; - змінного перерізу за довжиною 	<p>За конструктивними особливостями:</p> <ul style="list-style-type: none"> - фундаменти у витрамбованих котлованах формою усіченої піраміди з розширенням із витрамбованого жорсткого матеріалу (щебню) у нижній частині, виготовляються монолітними; - фундаменти в пробитих свердловинах циліндричної форми з розширенням із витрамбованого жорсткого матеріалу (щебня) у нижній частині, виготовляються монолітними; - частотрамбовані палі циліндричної форми; - віброштамповані палі циліндричної, конічної і пірамідальної форми; - мікропалі монолітні; - опори ЛЕП з подвійною конічністю стовбура, влаштовуються збірними в розпір у витрамбовані порожнини; - фундаменти мілкового закладення влаштовуються збірними в витрамбовані котловани; - палі з камуфлетним розширенням.
<p>Штучні основи, які споруджують без виймання ґрунту</p>	<p>За способом ущільнення ґрунту:</p> <ul style="list-style-type: none"> - важкою трамбівкою, що падає; - циліндричною трамбівкою, що падає; - поверхневими і глибинними вібраторами 	<p>За глибиною ущільнення:</p> <ul style="list-style-type: none"> - поверхнєве ущільнення ґрунту; - глибинне ущільнення ґрунту; 	<p>За конструктивними відзнаками</p> <ul style="list-style-type: none"> - ґрунтові і піщані подушки; - трамбуванням щебня у ґрунт з наступним заповненням порожнини сумішшю щебня й глинистого ґрунту з ущільненням; - трамбуванням щебня у слабкий підстильний шар; - підсилення слабкого шару, який підстеляє намів, глибинним вібратором шляхом перенесення піску наміву в слабкий шар; - ґрунтові палі; - піщані палі.

Фундаменти і штучні основи, що споруджуються без виймання ґрунту, характерні загальною ознакою – формуванням в період їх влаштування так званої «зони впливу» у навколишньому ґрунті, в результаті чого відбувається його зміцнення. Ця зона при навантаженні конструкції працює з нею у взаємодії і визначає міцність і деформативність системи «основа – споруда». Властивості «зони впливу» схильні до змін у часі. Детальне вивчення всіх параметрів «зони впливу» дозволяє об'єктивно вирішувати завдання оцінки міцності і деформативності системи «основа-споруда». Одночасно вирішується завдання рівномірності цієї системи, яка безпосередньо пов'язана з матеріаломісткістю будівництва.

Фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту [36, 79, 88, 242], характерні переважанням висоти над шириною. При дії вертикальних навантажень в тілі такого фундаменту переважають напруги стиснення. Отже, такі конструкції менш матеріаломісткі, армуються вони переважно конструктивно. Фундаменти, що споруджуються у відкритих котлованах, характеризуються розвинутою опорною частиною, яка працює на вигин від опору ґрунту. Для їх виготовлення потрібно досить високий клас бетону і певну кількість арматури.

Традиційний спосіб влаштування основ і фундаментів [63, 172] полягає в проходці котловану, зведення фундаментів і зворотного їх засипці. Однак, паралельно з цим способом з незапам'ятних часів фундаменти занурюють в ґрунти (дерев'яні забивні палі). Обсяг земляних робіт при цьому скорочується або навіть повністю виключається при високих ростверку і при їх відсутності. З розвитком будівельної техніки значно розширився круг фундаментів, що споруджуються без виїмки ґрунту. Передусім, це забивні (вдавлюванні) палі різної форми поперечного перерізу і подовжнього профілю. Найбільш поширені з них: залізобетонні збірні призматичні й пірамідальні палі, забивні блоки. Набивні палі та фундаменти, що бетонуються на місці в пробитих або виштампуваних свердловинах, котлованах, що витрамбували. Штучні підстави, що споруджуються шляхом поверхневого ущільнення ґрунтів важкими трамбівками, глибинним віброущільненням, облаштуванням піщаних і ґрунтових паль, вибухом, у тому числі із замочування ґрунтів, що просідають.

Занурення збірних фундаментів і паль може здійснюватися різними методами, виробленими багаторічною будівельною практикою: забивання молотами, віброзанурення, загвинчування, втискування [63, 65, 88, 172]. Для кожного із згаданих методів служать відповідні механізми і снаряди; наявність тих або інших механізмів на будівельному майданчику може диктувати використання того чи іншого методу занурення. Часто занурення паль на проектну відмітку ускладнене в результаті значного опору ґрунту. Збільшення енергії занурення, при цьому, призводить до їх руйнування. Такі явища спостерігаються при зануренні паль в піщані ґрунти. У цих випадках палі занурюють з підмивом водним струменем. Занурення паль у тверді глинисті ґрунти полегшують за допомогою

попереднього лідирування. Здатність палей, занурених з підмивом або лідируванням дещо нижче, ніж у палей, занурених без цих заходів.

У масовому будівництві монолітні фундаменти за своїми техніко-економічними показниками перевершують, як правило, збірні. В зв'язку з цим у багатьох випадках ефективними є фундаменти у витрамбуваних котлованах, пробитих або продавлених свердловинах. Вони відрізняються високою мірою використання здатності ґрунтів основи. Найбільш ефективно їх застосування в трифазних глинистих ґрунтах, проте, при правильній організації робіт їх успішно застосовують в піщаних ґрунтах, а також у глинистих нижче рівня грантових вод.

1.2 Види основ і фундаментів, які споруджуються без виїмання ґрунту

З розвитком будівельного виробництва значно розширилося застосування фундаментів, що споруджуються без виїмки ґрунту. Це, передусім, забивні палі й блоки різного поперечного перерізу і подовжнього профілю. Їх типові представники: залізобетонні забивні призматичні та пірамідальні палі й блоки. Набивні палі та фундаменти виготовляються на місці будівництва в пробитих або виштампуваних свердловинах і котлованах. Штучні основи без виїмки ґрунту споруджують

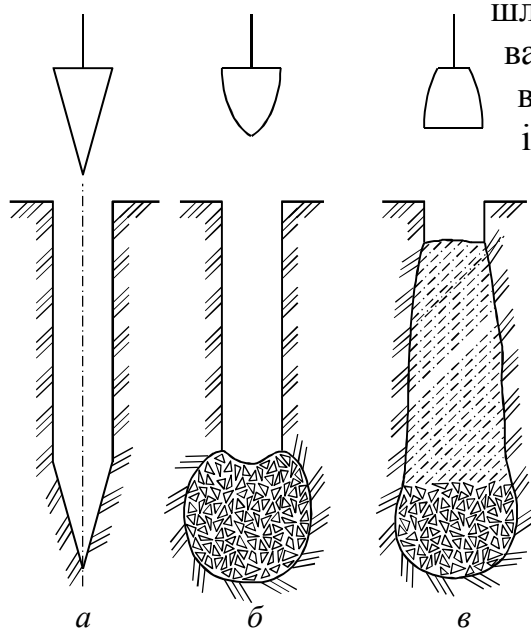


Рис. 1.1 – Послідовність улаштування палі «Компресоль»: а – пробивання свердловини; б – улаштування розширення; в – ущільнення бетону

шляхом поверхневого трамбування важкими трамбівками, глибинного віброущільнення, улаштуванням піщаних і ґрунтових палей, вибухом. Вперше у вітчизняній літературі як фундамент, що споруджується без виїмання ґрунту, професором Є.В. Платоновим були описані палі «Компресоль» системи Дюлака [156] (рис. 1.1). Вони виготовлялися шляхом поглиблення отвору в ґрунті конічною трамбівкою, що падала, з кутом при вершині 30°, діаметром 0,85 м, масою 2,2 т (рис. 1.1, а). Трамбівка такої форми дозволяє ущільнювати ґрунт лише в

стінках свердловини, начебто розсовуючи їх. Перші публікації про застосування палей «Компресоль» відносяться до 1904 р. Проте ці палі не отримали широкого поширення через складність їх застосування в нестійких ґрунтах. Палі «Компресоль» не армуються, а, отже, вони не сприймають горизонтальних навантажень.

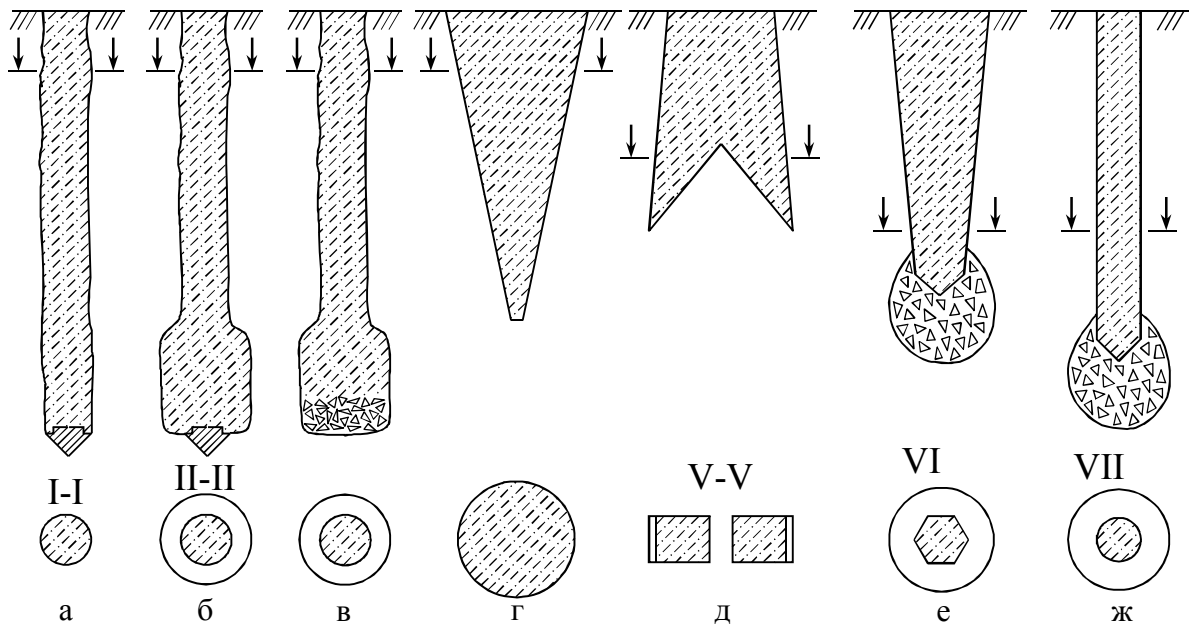


Рис. 1.2 – Фундаменти й палі, які влаштовують у пробитих чи виштампуваних порожнинах:
a – частотрамбовані; *б* – частотрамбовані з розширенням; *в* – «Компресоль»; *г* – конічні
д – козлові; *е* – у витрамбовуваних котлованах; *жс* – в пробитій свердловині

Ефективність фундаментів, влаштованих у котлованах, що витрамбовували, з похилими стінками уперше була встановлена при облаштуванні конічних набивних паль системи «Раймонд» на початку ХХ століття. Надалі цей спосіб облаштування паль був вдосконалений Штерном [156]. Сьогодні метод облаштування котлованів конічних, клиноподібних, пірамідальних і циліндричних свердловин шляхом витіснення ґрунту з подальшим заповненням їх монолітним залізобетоном отримав широке поширення у будівництві. Деякі різновиди таких монолітних паль і фундаментів показані на рис. 1.2. Фундаменти в котлованах, що витрамбовували, виготовляються за допомогою трамбівки, що падає, формою усіченої піраміди з шестикутником в основі. При масі трамбівки 4 т глибина котловану складає 2,5 м з діаметром зверху 1 м. У жорстке розширення втрамбовують до 3 м³ щебня, що значно підвищує несучу здатність фундаменту. Фундаменти в пробитих свердловинах (ФПС) влаштовують шляхом пробивки порожнин у ґрунті циліндричною трамбівкою діаметром 0,4-0,6 м, довжиною 3-5 м і масою 3-5 т, чи забивним штампом з наступним армуванням і заповненням бетоном. Для збільшення несучої здатності фундаменту влаштовують розширення з втрамбованого щебня [79, 88, 242].

Обладнання для пробивання котлованів і свердловин відрізняє відносна простота. Трамбівка занурюється у ґрунт від вільного падіння. Після кожного удару її виштовують зі свердловини (котловану), що призводить до відхилень в їх розмірах. На рис. 1.3 показана послідовність влаштування ФПС (його інша назва – набивна паля у пробитій свердловині (НППС)) з розширення у нижній частині із втрамбованого щебня [158].

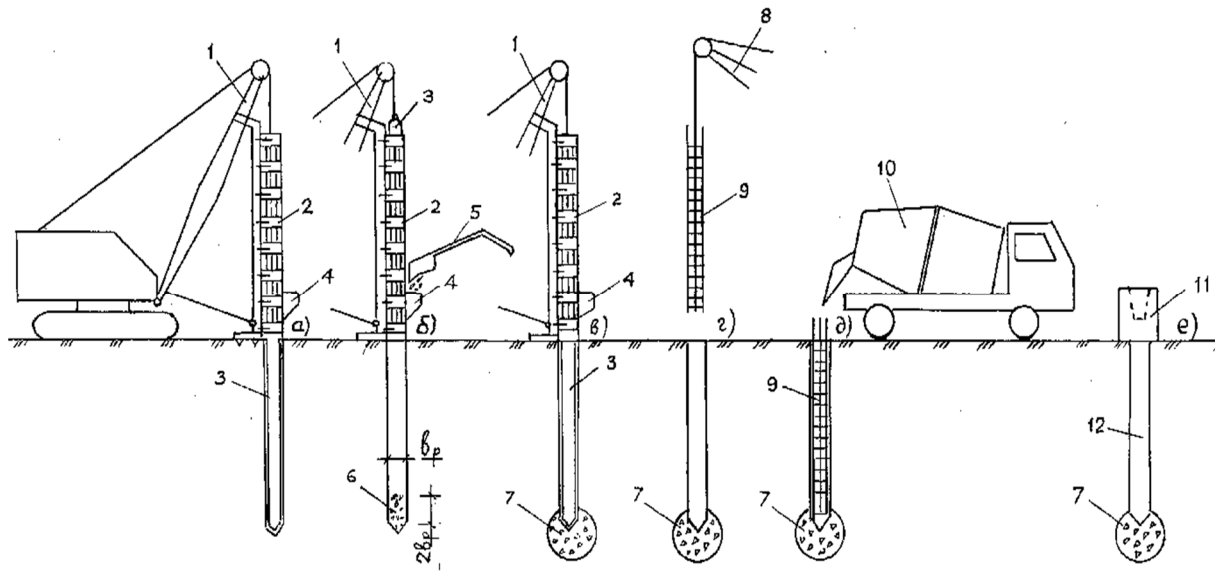


Рис. 1.3 – Послідовність виготовлення фундаменту в пробитій свердловині:
 а – пробивання свердловини; б – подавання щебня; в – формування розширення;
 г – встановлення арматурного каркасу; д – бетонування;
 е – виготовлений фундамент: 1 – базова машина; 2 – напрямна; 3 – трамбівка;
 4 – бункер; 5 – навантажувач щебня; 6 – порція щебня; 7 – розширення;
 8 – кран; 9 – арматурний каркас; 10 – бетоновоз; 11 – ростверк; 12 – стовбур

Порівняння фундаментів у витрамбованих котлованах (ФВК) [113] і ФПС при приблизно однакових масах трамбівок дозволяє відзначити таке:

- несуча здатність обох видів фундаментів визначається розмірами їх розширень, що при рівних їх об'ємах приблизно однакова;
- площа поперечного перерізу ФПС у два рази менша, ніж середнього перерізу ФВК при однаковій несучій здатності, що свідчить про меншу матеріаломісткість ФПС;
- при значній потужності небудівельних ґрунтів прорізати їх можливо ФПС; при цьому ФВК неможливо використати тому, що глибина витрабовування у цьому випадку обмежена висотою трамбівки;
- наявність похилих гранів у трамбівки ФВК значно ускладнює проходження щільних прошарків ґрунтів, особливо мерзлих; циліндрична трамбівка легко пробиває їх и при подальшому пробивання з ними більше не взаємодіє;
- невелика глибина закладення ФВК порівняно з ФПС ускладнює також використання їх при наявності підземних комунікацій, фундаментів під обладнання і таке подібне.

Зі сказаного вище можливий висновок про універсальність ФПС [158].

Накопичено багатий досвід улаштування фундаментів у пробитих свердловинах за допомогою пневмопробійників – пневматичних машин ударної дії, які самі заглиблюються у ґрунт [75]. При влаштуванні та реконструкції основ і фундаментів пройшли перевірку й використовуються у будівництві машини, технічні дані яких наведені в табл. 1.2.

Таблиця 1.2 – Пневмопробійники для влаштування основ і фундаментів

Показники	Тип машин		
	ИП4605А	ИП4605А	СО-134
Енергія одинарного удару, Дж	100	240	500
Частота ударів, Гц	5,4	6,3	4,2
Витрати стисненого повітря, м ³ /хв.	4,0	5,0	8,0
Діаметр, мм	95	130	155
Довжина, мм	1500	1400	1750
Маса, кг	55	90	135

Схема улаштування фундаменту в пробитій свердловині за допомогою пневмопробійника наведена на рис. 1.4. Для надання пневмопробійнику напрямлення руху використовується стартовий пристрій (рис. 1.4, а). Пристрій обладнано напрямною, яка може змінювати ухил для влаштування похилих свердловин. Для забезпечення надійності зворотного ходу пневмопробійника його закріплюють тросом до ручної лебідки. Робочий хід пневмопробійника забезпечується подаванням стисненого повітря від компресора. Пневмопробійник занурюється у ґрунт за напрямком, який було задано стартовим пристроєм. За рахунок витіснення ґрунту пневмопробійником в основі утворюється свердловина за його діаметром. При таких умовах стійкість стінок свердловини забезпечується в твердих-м'якопластичних глинистих ґрунтах.

При досягнення пневмопробійником проектної глибини за допомогою реверса він переводиться на зворотній хід й піднімається на поверхню

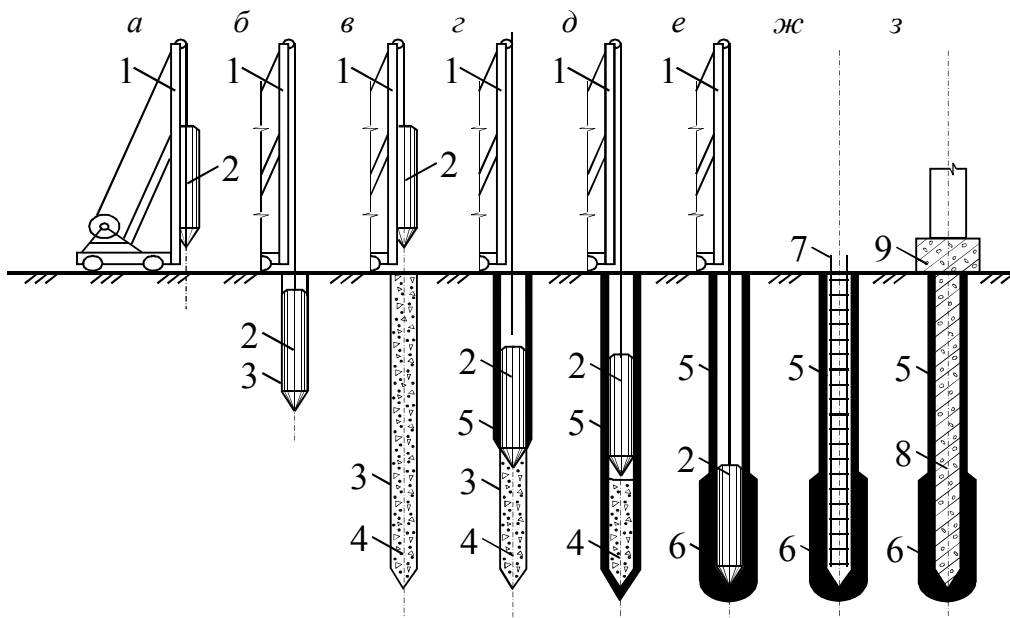


Рис. 1.4 – Схема влаштування набивних паль за допомогою пневмопробійників: а – центрування пневмопробійника; б – пробивання свердловини; в – заповнення свердловини бетоном; г – улаштування бетонної оболонки; д, е – влаштування розширення; ж – установлення арматурного каркаса; з – готова палля з ростверком; 1 – стартовий пристрій; 2 – пневмопробійник; 3 – свердловина; 4 – бетон; 5 – бетонна оболонка; 6 – розширення; 7 – арматурний каркас; 8 – залізобетон; 9 – ростверк

лебідкою стартового пристрою. За необхідності влаштування розширення, операцію повторюють для кожної порції щебня. Після формування розширення в свердловину встановлюють арматурний каркас і її заповнюють литим бетоном. В результаті маємо палю діаметром 95 – 500 мм і довжиною 2 – 12 м. Швидкість занурення пневмопробійника 0,1 – 0,5 м/хв., а вилучення – 0,3 – 0,8 м/хв. У м'якопластичних глинистих ґрунтах не завжди забезпечується стійкість стінок. Для уникнення цього свердловину заповнюють жорстким бетоном і проходять її пневмопробійником. Навкруги палі виникає бетонна оболонка товщиною 10 – 20 мм. Цю процедуру повторюють кілька разів. Оболонка не тільки закріплює стінки свердловини, але й збільшує діаметр палі й відповідно її несучу здатність.

Спосіб виштамповування свердловин [79, 88] використовується для встановлення в них збірних фундаментів. На рис. 1.5 наведено процес встановлення опори ЛЕП, яка виготовлена центрифугуванням, з конічною фундаментною частиною. Металевим лідером виштамповують свердловину за розмірами фундаменту опори. За необхідності стінки свердловини закріплюють виштамповуванням в глинах – щебня, в пісках – глини.

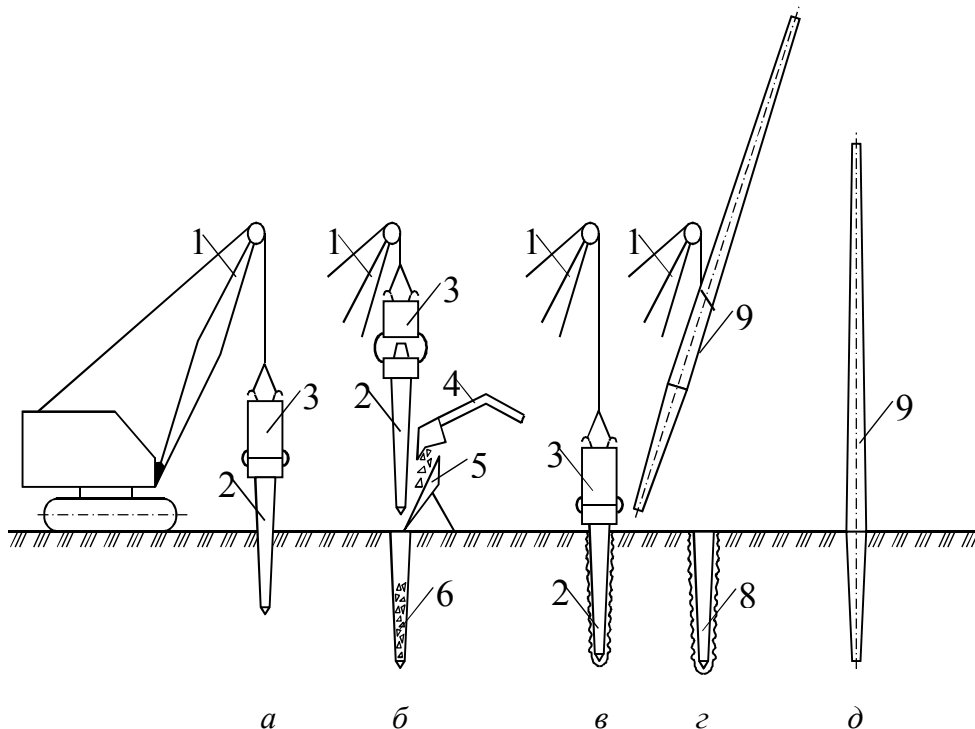


Рис. 1.5 – Послідовність улаштування опор ЛЕП із конічною фундаментною частиною: *а* – вібровиштамповування свердловини; *б, в* – подання щебеню, що виштамповується в стінки свердловини; *г* – установка опори; *д* – опора в експлуатаційному положенні; 1 – базова машина; 2 – лідер; 3 – віброзанурювач; 4 – екскаватор; 5 – лотік; 6 – щебінь (глина); 7 – монтажний кран; 8 – готова свердловина; 9 – опора

Опора закріплюється в свердловині під дією власної ваги, в цей момент її вивіряють. Цей спосіб установки опор ЛЕП контактної мережі на ділянках електрифікації Південно-Західної залізниці дозволив збільшити їх опір за ґрунтом на сумісну дію вертикальних і горизонтальних навантажень у 1,3 рази порівняно з опорами, які закріплювались у пробуреній свердловині [79].

Шляхом витиснення ґрунту набивні палі влаштовують і методом гвинтового протиснення, який розроблений у Придніпровській державній академії будівництва й архітектури [88, 189]. Послідовність його реалізації показана на рис. 1.6.

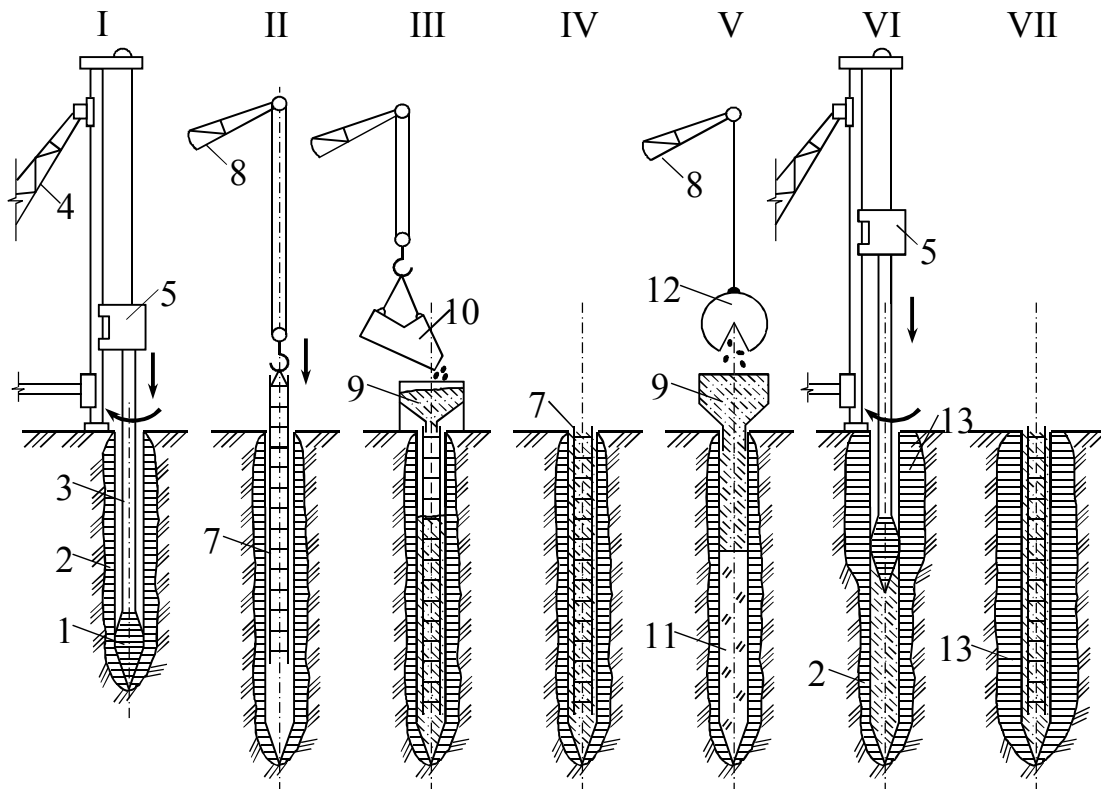


Рис. 1.6 – Технологічна схема влаштування набивних паль методом гвинтового продавлювання: I – проходження свердловини спіралеподібним снарядом; II – установка арматурного каркаса; III – бетонування палі; IV – готова палія при одноразовому проходженні свердловини; V – заповнення свердловини ґрунтом або цементно-піщаним розчином; VI – повторна проходка свердловини; VII – готова палія при дворазовому проходженні свердловини; 1 – спіралеподібний снаряд; 2 – зона ущільнення ґрунту при одноразовому проходженні свердловини; 3 – штанга; 4 – бурова установка; 5 – обертальний привід; 6 – свердловина; 7 – арматурний каркас; 8 – кран; 9 – приймальна воронка; 10 – баддя; 11 – свердловина, заповнена матеріалом ущільнення; 12 – грейферний ківш; 13 – зона ущільнення ґрунту при дворазовому проходженні свердловини

Спіралеподібний снаряд, який обертається з навантаженням, витісняє ґрунт в горизонтальному напрямку і утворює у ґрунті порожнину. В порожнину встановлюється арматурний каркас і проводиться бетонування. Несучу здатність таких набивних паль можна збільшити шляхом кількох проходжень із заповненням порожнини кожен раз жорстким матеріалом (доменним шлаком, піском, сумішшю піску й щебня і т. ін.). На останньому

етапі порожнину заповнюють бетоном при попередньому встановленні арматурного каркасу. Для занурення спіралеподібних снарядів використовують бурові станки типу БУК-600, СО-2 і т. ін. Несуча здатність таких палів в 2 – 3 рази більша від буронабивних палів тих же розмірів.

Близьким до цієї технології слід вважати метод влаштування набивних палів шляхом розкочування свердловин.

У м. Дніпро здобув поширення метод пробивання свердловин шляхом занурення спеціального снаряда дизель-молотом. Для довільного вилучення снаряда із свердловини використано принцип рухомого кільця. На рис. 1.7 показано процес улаштування фундаментів у пробитих свердловинах таким способом.

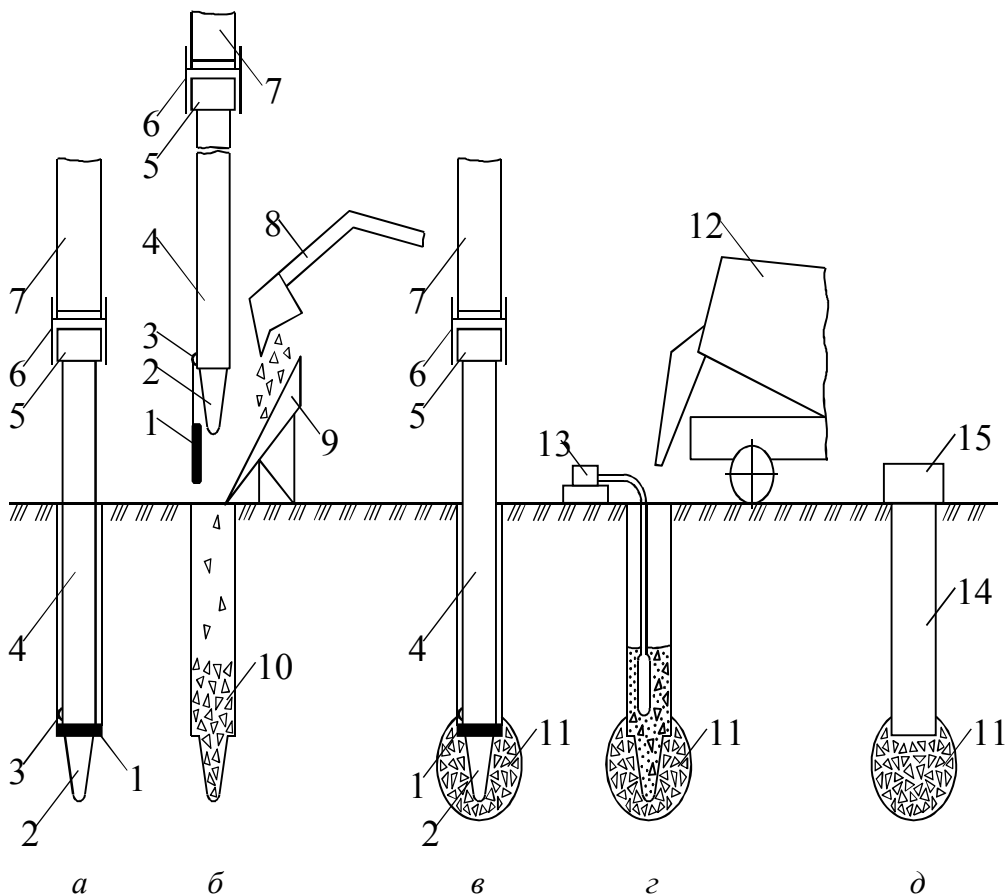


Рис. 1.7 – Послідовність улаштування фундаменту в свердловині, пробитій снарядом із рухомим кільцем: а – пробивання свердловини; б – подавання щебеню в – утрамбовування щебеню; г – бетонування; д – фундамент; 1 – рухоме кільце; 2 – вістря; 3 – кріплення кільця; 4 – корпус снаряда; 5 – ковадло; 6 – наголовник; 7 – молот; 8 – екскаватор; 9 – лотік; 10 – порція щебеню; 11 – розширення; 12 – автобетонозмішувач; 13 – глибинний вібратор; 14 – ствол; 15 – ростверк

Як видно зі схеми, діаметр свердловини відповідає діаметру рухомого кільця, котре при переміщенні пристрою вниз зберігає горизонтальне положення. При піднятті пристрою рухоме кільце сповзає з вістря й займає вертикальне положення, повиснувши на кріпленні. У такому положенні пристрій вільно вилучається зі свердловини. Щоразу при опусканні снаряда у свердловину необхідно встановити рухоме кільце

в робоче положення. Описаний спосіб пробивання свердловин менш енергомісткий, ніж метод з падаючою трамбівкою, і дозволяє широко використовувати для цієї мети виготовлені серійно копир та молоти.

1.3 Уявлення про «зону впливу» фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту

Відповідно до загальних уявлень [88] процес занурення палі (трамбівки) в ґрунт може бути розділений на чотири стадії в залежності від відносного заглиблення її вістря d/b_p як це показано на рис. 1.8:

– стадія 1, а при $d/b_p \leq 0,5$ – відбувається вільне випинання ґрунту на поверхню, а в області взаємодії переважають деформації зрушення;

– стадія 1, б при $d/b_p \leq 1,5$ – відбувається ускладнене випинання ґрунту на поверхню, переважають ще деформації зрушення, але з глибиною розвиваються деформації ущільнення;

– стадія 2, а при $d/b_p \leq 4$ – області взаємодії зон зрушення та зон ущільнення розташовуються вище вістря палі, переважають деформації ущільнення;

– стадія 2, б при $d/b_p > 4$ – області взаємодії зон зрушення і зон ущільнення розташовуються нижче вістря палі, переважають деформації ущільнення.

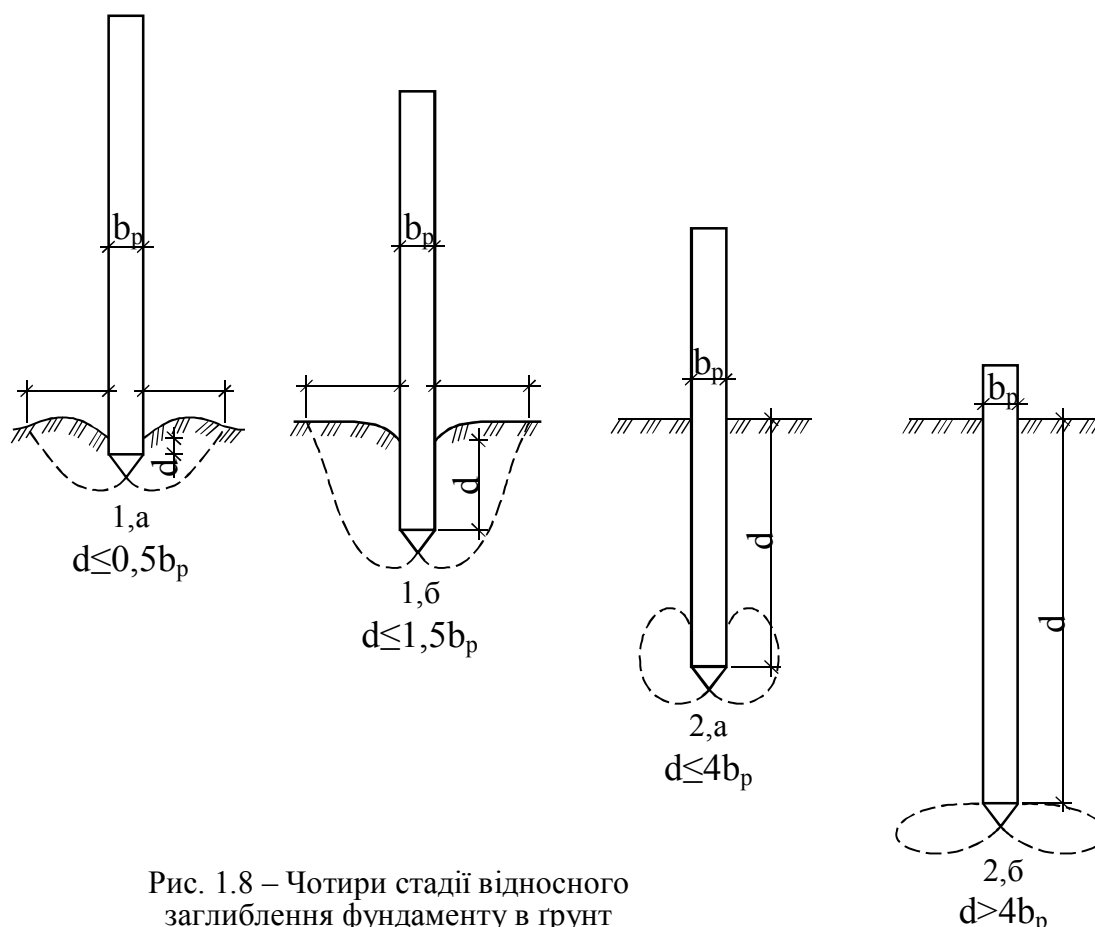


Рис. 1.8 – Чотири стадії відносного заглиблення фундаменту в ґрунт

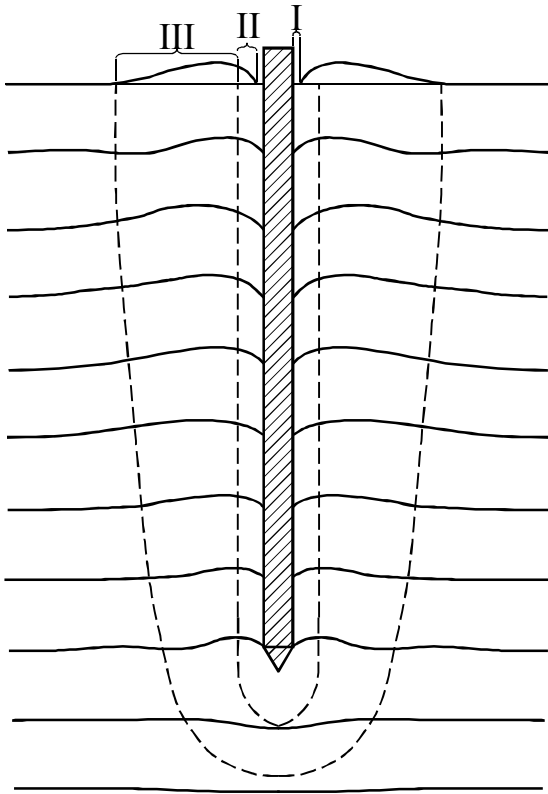


Рис. 1.9 – Будова зони деформації ґрунту навколо забивної палі: I – щільна оболонка; II – зона ущільнення; III – перехідна зона

них формується область деформації, яка має неоднорідне будову і складається з таких елементів (рис. 1.9) [88]:

- щільна оболонка з тонких шарів усіх ґрунтів у межах глибини занурення фундаменту (I), завтовшки 0,3 – 1,5 см;
- зона ущільнення, структура ґрунту порушена, щільність вище початкової (II), товщина її $(0,2 - 3) b_p$;
- перехідна зона (III), що контактує з другою і поширюється до межі, де ґрунт має початкове складання, товщина цієї зони $(2 - 10) b_p$. У плані межі цих зон є концентричними колами.

Наявність похилих граней у фундаментів сприяє формуванню більш розвиненої зони ущільнення ґрунту за рахунок горизонтальної складової зусилля занурення. Аналогічні явища спостерігаються при наявності розширень, шайб і консолей фундаментів.

Дослідження, проведені в Одеській ДАБА [51, 179] при вивченні спільної роботи основи і фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту (пірамідальні палі, забивні блоки, козлові палі, палі з шайбою і т. ін.), показали, що при зануренні цих палей в просадочні чи піщані ґрунти навколо них утворюється розвинена зона ущільненого ґрунту формою, яка залежить від форми фундаменту. У межах цієї зони ґрунт має підвищені значення механічних властивостей (порівняно з природними). Цим пояснюється значний опір таких фундаментів зовнішнім навантаженням.

Настання тієї чи іншої стадії стану ґрунту залежно від глибини занурення (трамбування) наведено для пісків середньої щільності. При зануренні (трамбуванні) в пухкі ґрунти з поверхні відзначається лише стадія 2, б. Аналогічна картина спостерігається при зануренні (трамбуванні) в трифазні глинисті ґрунти (типовими є лесові суглинки). У щільних пісках випинання простежується на велику глибину. У водонасичених ґрунтах при швидкому зануренні (трамбуванні) переважає випинання, бо ущільнення їх неможливе без попереднього витіснення води з пор.

У результаті дії описаного механізму занурення палей (фундаментів) у ґрунт, навколо

Лесові ґрунти в межах зони ущільнення втрачають свої просадочні властивості.

Для вивчення стану ґрунту навколо фундаментів після їх влаштування та під навантаженням необхідно фіксувати переміщення ґрунту в навколопальовому просторі, а також отримувати його кількісні показники фізико-механічних властивостей. У ОДАБА ці завдання вирішувалися за допомогою постановки глибинних марок, горизонтальних і вертикальних фіксаторів деформацій. Межі зони деформації визначалися між марками (фіксаторами), які отримали переміщення та нерухомими. При цьому передбачається, що межі зон деформації та ущільнення збігаються при значеннях навантаження на фундамент близькою до критичної. Перевагою цих методів є їх наочність, але вони мають такі недоліки: трудомісткість пристрою марок і фіксаторів, їх практично неможливо влаштувати у водонасичених пісках; для вимірювання переміщень необхідні точні вимірювальні прилади; застосування фіксаторів деформацій не дає точних результатів через можливих відхилень свердловин при їх пристрої; за деформаціями марок і фіксаторів деформацій проводиться лише якісне (але не кількісне) оцінювання параметрів зони ущільнення.

Часто для оцінювання властивостей ґрунтів зони ущільнення застосовують методи відбору проб непорушеної структури. Для цієї мети навколо фундаменту проходять пошарово шурф і на фіксованих горизонтах у певній послідовності відбирають зразки ґрунту, зазвичай, у ріжучі кільця, для лабораторних досліджень фізико-механічних властивостей ґрунтів. Проби ґрунтів слід консервувати і доставляти в лабораторію. Метод відбору зразків у ріжучі кільця відноситься до руйнуючих методів дослідження. Обстежити таким способом можна лише дослідні фундаменти. Його не застосовують нижче рівня ґрунтових вод. При підрізуванні кілець порушується структура навколишнього ґрунту, збільшується відстань між точками відбору зразків, а, отже, зменшується їх кількість. Це знижує точність визначення параметрів зони ущільнення.

З огляду на недоліки відомих методів дослідження параметрів зон ущільнення, слід провести дослідження на предмет розробки нових методів, що дозволяють вести роботи в будь-яких складних умовах. Їх слід проводити на базі швидкісних методів дослідження властивостей ґрунтів – пенетрації та зондування. Параметри методів є узагальненими показниками механічних властивостей ґрунтів. З їх допомогою можна кількісно та безперервно досліджувати весь простір ґрунту навколо фундаменту.

Гостро стоїть питання і про мінливість зони ущільнення в часі. Дослідження в цьому напрямі нечисленні й розрізнені, вони охоплюють незначні терміни спостережень і мають суперечливі висновки. Для вирішення цього питання необхідні численні спостереження за параметрами зони ущільнення в різних ґрунтових умовах, що охоплюють

тривалі терміни експлуатації будівель і споруд, влаштованих на фундаментах без виймання ґрунту. Ці дослідження повинні включати довготривалі спостереження за деформацією будівель і споруд як в період будівництва, так і їх експлуатації. Паралельно з дослідженням параметрів зони ущільнення фундаментів і осідань будівель слід вивчати чинники, які впливають на властивості ґрунту зони ущільнення (замочування, агресивний вплив середовища, промерзання і відтавання, розущільнення-зміцнення ґрунту і т. ін.).

Всі відомі дослідження стосуються параметрів зони ущільнення і не мають даних про розміри та якість тієї частини «зони впливу» (рис 1.8), яка оточує зону ущільнення фундаментів, що споруджуються без виймки ґрунту.

1.4 Аналітичні методи розрахунку фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту

Практика показує, що для більшості основ фундаментів граничний стан настає або за деформацією, або за стійкістю (міцністю). Тому за діючими нормами в загальному випадку їх проектують за двома групами граничних станів: друга – за деформаціями, зокрема деформації основ не повинні перевищувати гранично допустимих для нормальної експлуатації; перша – за стійкістю, а саме, їх несуча здатність N_u має бути достатньою, щоб не виникла втрата стійкості чи руйнування основи

$$N_1 \leq \gamma_c N_u / \gamma_n, \quad (1.1)$$

де N_1 – навантаження на основу, що приймають як добуток нормативного навантаження і коефіцієнту надійності $\gamma_f \geq 1$; γ_c – коефіцієнт умов роботи.

Закордонні норми проектування основ, хоч і не базуються на принципах граничних станів, та, починаючи з формули К. Терцагі з уточненнями Мейергофа, Како-Керізеля, Хансена й ін. [230, 251] містять вирази, до складу яких входять емпіричні коефіцієнти (i , λ , d , N), які залежать від кута внутрішнього тертя φ .

Підґрунтям аналітичних методів визначення несучої здатності основи, як правило, є теорія граничної рівноваги [1, 13, 14, 88, 124, 197]. Оскільки деформації основ не розглядають, у розрахунках основними характеристиками ґрунту є параметри міцності та коефіцієнт тертя на контакті ґрунту з конструкцією. Граничний стан ґрунту описують, за звичаєм, критерієм Кулона-Мора

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (1.2)$$

де c – питоме зчеплення ґрунту; σ – нормальний тиск.

Взагалі, інженерні методи визначення несучої здатності фундаментів, паль чи штучних основ умовно можна об'єднати в три групи. Способи

першої з них є, власне, варіаціями емпіричного підходу «СНиП 2.02.03-85». У них несучу здатність паль постійного поперечного перерізу, влаштованих за різними технологіями [13, 63 – 65, 71, 88, 128, 135, 172, 189] і паль (фундаментів) з розширеннями в нижній частині [47, 54, 63, 79, 84, 145, 158, 172, 182, 196, 213] визначають за двочленною формулою як суму граничних опорів основи під вістрям (розширенням) і бічною поверхнею фундаменту, а при наявності у нього нахилених бічних граней (короткі пірамідальні [79, 88, 213], пірамідально-призматичні [103] й інші палі, фундаменти у витрамбовуваних котлованах [110 – 113, 145, 161], забивні блоки [114] тощо) – за трьохчленною, враховуючи ще й розпір основи за цими гранями.

Порівняння фактичної і розрахованої несучої здатності паль здійснено фахівцями Придніпровської ДАБА (Швець Н.С. та ін.) [110, 207]. На ділянці, складеній суглинками від твердих до текучопластичних (0.5 – 8 м), які підстиляють суглинки від твердих до м'якопластичних (5 – 10 м), а з глибини 15 – 16 м піски, забито 21 трапецеподібну, 13 пірамідальних, 4 трикутні, 45 призматичних паль довжиною 7 – 9 м. Найбільший розкид (порівняно із зондуванням і динамічними випробуваннями) несучої здатності від її середніх значень за статичними випробуваннями дав метод «СНиП 2.02.03-85»: від заниження на 40% до завищення на 30%. Схожі аналізи проводили А.О. Бартоломей [11] і М.В. Жуков [71].

Загальними недоліками цієї групи є те, що: 1) розрахунок ведеться лише в межах лінійної стадії деформування основи; 2) значення розрахункового опору ґрунту R_s і f для глинистих ґрунтів приймають залежно від показника текучості I_L із градацією через 0.1. Як зазначає професор О.В. Пілягін при такій зміні I_L значення R_s й f відрізняються в окремих випадках в 1.5-2.5 рази. Якщо врахувати, що точність визначення природної вологості 0.1%, а вологості на межі текучості та розкочування 1%, то для супісків точність визначення I_L складає 0.11 – 0.20, для глини 0.05 – 0.07.

Похибка при визначенні I_L може призвести до помилки при розрахунку несучої здатності у 2 – 3 рази. При визначенні R_s і f не враховується також щільність ґрунту.

Перспективним напрямком розвитку методів цієї групи є складання таблиць чи функціональних залежностей R і f від фізичних властивостей ґрунтів, які ураховують їх регіональні особливості. Наприклад, Ю.М. Козаковим [103] складені регіональні таблиці опору R і f глинистих ґрунтів Східного Сибіру, що базуються на таких положеннях: 1) для твердих глинистих ґрунтів за показник міцності прийнято коефіцієнт пористості e , за яким диференціюють значення R і f ; 2) для ґрунтів при

повному водонасиченні таким показником ϵI_L ; 3) значення R і f для пластичних ґрунтів, коефіцієнт водонасичення яких $S_r < 1$, знаходять за інтерполяцією між вищевказаними величинами з урахуванням щільності ґрунту; 4) залежність R і f від глибини розташування ґрунту прийняті відповідно параболічною та степеневою.

Група 2 об'єднує методи, засновані на замкненому рішенні В.Г. Березанцева [14] вісесиметричної задачі граничної рівноваги середовища під штампом або аналогічного рішення плоскої задачі, наприклад для паль постійного поперечного перерізу (Бахолдін Б.В.) [12, 13], анкерів (Болдирєв Г.Г.) [19, 194], ФВК (Крутов В.І., Слюсаренко С.А.) [112], коротких пірамідальних паль (Зоценко М.Л.) [79] тощо.

При цьому неоднорідне середовище навколо і нижче умовного штампу умовно заміняють основою, що має середнє зважене значення характеристик міцності в межах поверхні ковзання. Для паль з розширенням А.О. Григорян [58] розглядає граничну поверхню не як поверхню ковзання, а як геометричне місце точок, в яких задовольняються відповідні граничні умови. Граничне навантаження визначають як суму опорів на окремих ділянках поверхні граничної рівноваги. Проблеми цих методів – складність урахування геометричної форми складових фундаментів та їх ущільнених зон і необхідність виконання припущення про однаковість характеристик міцності ґрунту в межах поверхні ковзання. Крім того не враховується взаємний вплив розширення та бічної поверхні фундаментів (паль).

До цієї групи можливо віднести й методи розрахунку армованих основ: Джоунса К.Д., Нуждіна Л.В., Лєдєнєва В.В., Черного Г.І., Друкованого М.Ф., Шокарева В.С. [46]. У більшості з них величину граничного навантаження визначають введенням коефіцієнтів підвищення несучої здатності за рахунок армування порівняно з природною основою. У підвалину останнього підходу покладена, так звана, дискретна модель, складові частини якої моделюють ґрунт, армоелементи й механізм їх взаємодії за поверхнями контактів. Ґрунт приймають за сипуче середовище Кулона-Мора, армоелементи – за жорсткі (до руйнування) чи пружно-крихкі тіла, а сили взаємодії – за сили тертя в стані спокою чи руху.

Дослідження А.О. Бартоломея, А.Б. Пономарьова, О.В. Самородова [11, 157, 168] пальових фундаментів довели, що їх несучу здатність слід оцінювати, виходячи з гранично допустимих осідань будівель. Тому, якщо два перші напрямки деформації основ не розглядають або розглядають окремо від визначення несучої здатності, то підходи третьої групи встановлюють її, виходячи з граничних осідань фундаментів, що дає значний економічний ефект.

У методології Пермського ДТУ (Бартоломей А.О. та ін.) [11, 157] приймають, що: ґрунт – лінійно-деформоване тіло; враховують модуль

деформації ущільненої зони; навантаження передається їй як бічною поверхнею палі, так і її подошвою. Розрахунок осідань стрічкових палювих фундаментів зведено до рішення плоскої задачі з урахуванням прикладення навантаження всередині напівпростору, а груп палі – до перетвореної формули Р. Міндліна для вертикальної компоненти переміщень. Практично для них використовують відповідно формули

$$S = \bar{P} \cdot S_0 / \pi E_1 \quad \text{та} \quad S = \bar{P} \cdot W_K / E_1 \ell, \quad (1.3)$$

де \bar{P} – навантаження на фундамент, для стрічкового – погонне, розпірних конструкцій за вирахуванням урівноважуючої вертикальної складової сил бічного відпору; E_1 – модуль деформації ґрунту активної зони з урахуванням його ущільнення; S_0 – безрозмірна компонента переміщень, що внесена в таблиці, для різних випадків: передачі навантажень від палі; коефіцієнта Пуассона ν ; приведеної ширини фундаменту; кута нахилу бічних граней палі; приведеної глибини активної зони; ℓ – довжина палі; W_K – безрозмірна компонента переміщень.

На базі того ж рішення задачі Міндліна про дію всередині напівпростору зосередженої сили професором Б.Й. Дідухом [67] досліджені розрахункові схеми для опису взаємодії вертикальної палі з ґрунтом при: 1) вертикальному навантаженні в голові палі; 2) горизонтальному та моментному навантаженнях і її голові.

У методології ОДАБА (Голубков В.М. та ін.) [51, 179] ґрунт теж приймають за лінійно-деформоване середовище при умові розвитку деформацій в об'ємі зони ущільнення палі. Вважають, що силовий вплив від палі сприймає сукупність часток ґрунту, які, отримуючи зовнішній силовий імпульс переміщуються за рахунок скорочення відстаней між частками, й даючи при розвитку деформацій внутрішній реактивний опір зовнішнім силам, одночасно зменшуючи їх на величину реактивного опору. Постійне переміщення часток продовжується до межі, де зовнішні сили, що викликають це переміщення урівноважуються структурним опором ґрунту ущільненню (структурною міцністю). Межа, де переміщення дорівнюють нулю і є гранична поверхня об'єму зони деформацій. У межах кінцевого об'єму цієї зони встановлюється стійка рівновага між зовнішніми та внутрішніми силами. Після зняття навантаження цей об'єм практично не змінюється, показуючи наявність незворотних деформацій. Глибину зони деформації визначають за формулою

$$h_a = m p_e \sqrt{A_{y,\phi}} / \theta, \quad (1.4)$$

де $A_{y,\phi}$ – площа подошви умовного фундаменту; p_e – ефективний тиск у цій площині, $p_e = p - p_{стр}$; p – повний тиск у цій площині; $p_{стр}$ – структурна міцність ґрунту; m – коефіцієнт конструкції палі; θ – коефіцієнт, що враховує ґрунтові умови.

Осідання фундаменту визначають за виразом

$$S = \beta \cdot p_{cp} h_a / E_v, \quad (1.5)$$

де β – відношення об'ємів зон деформації й ущільнення; p_{cp} – середній тиск на підшви умовного фундаменту; E_v – модуль об'ємної деформації ущільненого ґрунту.

У методі Саратовського ДТУ (Лапшин Ф.К.) [118] стан розширення фундаменту чи вістря палі заміняють роботою конуса з кутом 90° при вершині, а його осідання визначають у припущенні, що під конусом виникає пластична зона ущільненого ядра, яку приймають у вигляді трикутника обертання з кутом $90^\circ + \varphi$ при вершині. Головна частина осідання конуса розвивається за рахунок горизонтального переміщення вертикальної межі ущільненого ядра.

Недолік методу – неврахування властивостей ущільненого ґрунту навколо розширення (вістря).

Відзначимо також метод Казахського ХТІ (Югай О.К.) [145], суть якого у визначенні: навантажень на фундамент (у витрамбованому котловані чи пробитій свердловині з розширенням) на межах лінійної $F_{d.нк}$ та нелінійної $F_{d.пр}$ стадій деформування ґрунту; осідань, що відповідають цим навантаженням; побудові розрахункового графіка $S = f(P)$. Осідання на межі лінійної стадії визначають за рішенням Р.С. Шеляпіна для жорсткого круглого заглибленого штампу, а в межах нелінійної стадії деформування ґрунту осідання - за формулою М.В. Малишева [166]

$$S_{н.і} = S_{\Delta}^{\circ} \cdot \left\{ 1 + \frac{(F_{d.пр} - F_{d.нк}) \cdot (F_{d.і} - F_{d.нк})}{(F_{d.нк} - P_{\sigma n}) \cdot (F_{d.пр} - F_{d.і})} \right\} + S_{\Delta}^{БП}, \quad (1.6)$$

де $S_{\Delta}^{БП}$, S_{Δ}° – осідання від навантаження за бічною поверхнею та п'ятою фундаменту; $P_{\sigma n}$ – навантаження на бічну поверхню; $F_{d.і}$ – довільне навантаження між $F_{d.нк}$ і $F_{d.пр}$.

У цій групі й метод М.С. Грутмана (Київський НУБА), який за даними натурних досліджень І.П. Бойка та А.О. Бартоломея запропонував спосіб урахування роботи ростверку в несучій здатності пальових фундаментів, що базується на методі деформацій. Найбільший ефект одержується, коли ширина ростверку в 2-3 рази менша довжини паль, оскільки тоді нижня межа зони ущільнення ґрунту під ростверком проходить вище вістря паль. Ступінь участі ростверку у роботі пальового фундаменту тим вищий, чим щільніші ґрунти залягають поблизу від поверхні. Пізніше цей підхід було розвинене В.М. Чікішевим і О.П. Малишкіним [200].

Вдалим прикладом розрахунку штучних основ за гранично допустимими осіданнями можна вважати застосування фахівцями

ПолтНТУ (Зоценко М.Л., Аль-Клуб В.М.) для проектування основ, посиленних втрамбовуванням щебеню в проміжний слабкий шар, [79, 82] рішення О.К. Бугрова [22] змішаної задачі для однорідних основ, яке зв'язує осідання за лінійною (S) та пружно-пластичною (S_{III}) моделями

$$S_{\text{III}} = S \cdot k_n, \quad (1.7)$$

де k_n – коефіцієнт збільшення осідання при урахуванні областей граничного напруженого стану (пластичних деформацій), значення якого містять таблиці та графіки.

Розвиток інженерних методів розрахунку за деформаціями [9, 11, 12, 33, 36, 37, 46, 98, 116, 126, 168, 171, 172, 180, 204, 205] йде за чотирма головними напрямками:

- 1) визначення потужності стислої товщі;
- 2) урахування залежності модуля деформації від діючих напружень, тобто використання реальної компресійної залежності для визначення осідань;
- 3) встановлення кореляційної залежності між штамповими та компресійними модулями деформації (коефіцієнти Агішева підвищують компресійний модуль у 2 – 8 разів, що відповідно знижує величину осідання, що прогнозується; але такий підхід є дуже дискусійним, бо компресійний модуль – кінцевий, рівноважний параметр, який відповідає стабілізованому стану ґрунту, а штамповий модуль – миттєвий, початковий параметр, який відповідає його нестабілізованому стану);
- 4) урахування природного та наведеного стану ґрунту.

Отже, вищерозглянуті замкнені аналітичні методи розрахунку добре апробовані для поширених фундаментів і штучних основ з ущільненням ґрунту, але вони не достатньо універсальні через різноманіття ґрунтових умов та нових конструктивних і технологічних рішень, що при проектуванні досить часто викликає необхідність проведення додаткових дорогих експериментальних досліджень.

1.5 Висновки до розділу I. Мета та завдання досліджень

1. Для окреслення області досліджень створено класифікацію фундаментів і штучних основ, що споруджуються без виймання ґрунту, в основу якої покладено принципи їх влаштування, які визначають конструкцію, особливості взаємодії з навколишнім ґрунтом та, відповідно, міцність і деформативність системи «основа – фундамент».

2. Фундаменти та штучні основи, що споруджуються без виймання ґрунту, характерні спільною ознакою – формуванням у період їх будівництва так званої «зони впливу» в навколишньому ґрунті. Ця зона при навантаженні фундаменту працює з ним сумісно й визначає НДС системи. Це збірні палі та блоки різної форми, які занурюють у ґрунт

молотами, вібруванням, вдавлюванням, а також монолітні набивні фундаменти і палі, що влаштовують у попередньо виготовлених порожнинах пробиванням, віброштампуванням, розкочуванням. І нарешті, це штучні основи, які влаштовують поверхневим або глибинним ущільненням ґрунтів.

3. На базі відомих досліджень можливо скласти лише якісне уявлення про будову «зони впливу», залежності її параметрів від властивостей ґрунту, форми фундаментів, методів їх влаштування, тощо. Проте, використання сучасних методів оцінювання НДС системи «основа – фундамент» становить завдання кількісного оцінювання параметрів «зони впливу» з використанням неруйнівних методів досліджень. Для цього необхідно вдосконалити польові методи досліджень ґрунтів на підставі відомих методів penetрації, зондування та обертального зрізу.

4. Внаслідок того, що «зона впливу» формується та працює невідривно від усього масиву основи, на неї впливають геологічні процеси, як природного так і техногенного походження. У цьому зв'язку актуальними є дослідження, які визначають змінність параметрів цієї зони у часі під впливом таких факторів, як знеміцнення та наступне зміцнення ґрунтів внаслідок улаштування фундаментів, зволоження ґрунтів підземними водами і різними розчинами з урахуванням їх агресивних властивостей, проморожування та відтавання, механічні впливи тощо. Доцільні тривалі спостереження за стійкістю параметрів «зони впливу» в процесі експлуатації фундаментів.

5. Експериментально встановлено, що закономірності взаємодії фундаментів з ущільненою основою при їх створенні й роботі визначаються природним станом масиву, конструктивними і технологічними параметрами їх зведення та умовами експлуатації. Експериментально-аналітичні та теоретичні методики визначення параметрів ущільнених зон ґрунту достатньо точні для окремих різновидів фундаментів і штучних основ, але не є універсальними. Більш загальною має бути методологія із застосуванням математичного моделювання з урахуванням особливостей методів ущільнення.

6. При всіх перевагах сучасних пружно-пластичних моделей вони не достатньо адекватно описують закономірності поведінки ґрунтів при їх ущільненні за різними схемами та швидкостями навантаження. Складною для інженерної практики залишається й методика визначення їх параметрів для конкретних ґрунтових умов. Сучасні скінчено-елементні методики рішень пружно-пластичних задач дозволяють адекватно описувати НДС ущільнених основ фундаментів під навантаженням, але шляхи одержання наведених характеристик ґрунтів при цьому не відповідають їх рівню.

7. До проблем рішень просторової задачі МСЕ з використанням пружно-пластичних моделей ґрунту належать: 1) складність моделювання різноманітних за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і

швидкістю передачі на нього навантаження процесів улаштування фундаментів і основ ущільнення, результатом чого повинні бути НДС масиву й наведені фізико-механічні характеристики ґрунтів; 2) необхідність моделювання в межах одного рішення й наступної роботи цих основ і фундаментів; 3) технічно складні методики визначення параметрів моделей ґрунту. Моделювання НДС основ і фундаментів має полегшити класифікація методів ущільнення ґрунту, що базується на розрахункових схемах його ущільнення, характері й швидкості передачі на нього тиску, технологічних, геометричних і конструктивних особливостях методів ущільнення.

Через вищенаведене *метою досліджень*, що розглянуті в дійсній роботі, є створення розрахунково-теоретичного апарату проектування фундаментів і штучних основ з урахуванням технологічних і конструктивних особливостей методів ущільнення ґрунту на базі побудови його моделі, яка б достатньо достовірно відбивала стан основи при зведенні й подальшій роботі фундаментів, і рішення вісесиметричної задачі методом скінчених елементів у фізично та геометрично нелінійній постановці; впровадження розроблених методів розрахунку в проектну практику й удосконалення конструктивно-технологічних рішень фундаментів і основ з ущільненням ґрунту.

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

- розробити методику досліджень «зони впливу», що включає встановлення залежностей для визначення форми, розмірів і фізико-механічних властивостей ґрунту в її межах;
- встановити залежності для визначення фізико-механічних характеристик у будь-якій точки основи фундаментів ущільнення;
- визначити мінливість параметрів «зони впливу» в часі при дотриманні експлуатаційних вимог, а також при впливі на неї різних техногенних процесів;
- розробити методику математичного моделювання НДС системи «фундамент ущільнення – основа» з урахуванням встановлених закономірностей зміни ґрунтів в «зоні впливу» для різних фундаментів і умов їх експлуатації;
- порівняти отримані результати моделювання з натурними визначеннями показників НДС основи, в тому числі встановлених в натурних умовах шляхом прямого вимірювання тиску на контактні фундаменту і ґрунту, а також інструментального визначення осідань будівель, побудованих на фундаментах ущільнення;
- розробити практичні методи проектування, нові конструкції, технологічне обладнання, ресурсозберігаючі технології влаштування фундаментів ущільнення; обґрунтувати їх економічну ефективність і надійність.

РОЗДІЛ II. ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

Згідно з дослідженнями, проаналізованими в розділі I, фундаменти, що споруджують без виймання ґрунту, мають в основі розвинену «зону впливу», яку можна поділити на три основні зони, властиві всім фундаментам цієї групи:

Зона I – щільна оболонка з тонких (товщиною 3 – 15 мм) шарів всіх ґрунтів у межах глибини занурення фундаменту. Цю зону можна виявити лише при безпосередніх розкопках фундаментів. Вона повторює форму фундаменту. Найбільшу товщину ця зона має під подошвою фундаменту, де вона, іноді, називається пружним ядром [14, 79].

Зона II – зона ущільненого ґрунту. В цій зоні структура ґрунту порушена, щільність його вище початкової (непорушеної структури). В якійсь мірі ця зона слугує частиною всього фундаменту. Її розміри та якість ущільнення ґрунту в значній мірі впливає на характер залежності «осідання – навантаження» фундаменту.

Зона III – перехідна, межує з другою та розвинена до ґрунту природної структури. У цій зоні ще поширюються напруження в ґрунтах, відбуваються їх структурні зміни, які не викликають переміщення частинок ґрунтів.

З огляду на те, що зусилля, які передаються на фундаменти, що споруджуються без виймання ґрунту, при їх влаштуванні та експлуатації, в більшості випадків носять вісесиметричний характер, у плані грані перерахованих зон окреслюються кривими, близькими до концентричних кіл. У напрямку довжини стовбура форма «зони впливу» в певній мірі залежить від форми поздовжнього профілю збірного фундаменту чи відповідного снаряду.

Ступінь зміни властивостей ґрунту в «зоні впливу» залежить, насамперед, від виду і стану ґрунту основи, форми збірного фундаменту чи снаряду, величини зусилля при влаштуванні та експлуатації фундаментів і деяких інших чинників. У даному розділі наведено дослідження зони впливу. Оцінити ґрунт у межах зони ущільнення можливо шляхом прямого визначення його щільності чи характеристик механічних властивостей. Межі перехідної зони такими методами визначити не можливо. Тут слід вживати заходи, які дозволяють оцінити напружений стан ґрунтів основи.

2.1 Пенетраційний і зондувальний методи дослідження зони ущільнення фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту

Для дослідження зон ущільнення, що формуються при улаштуванні фундаментів без виймання ґрунту, було розроблено й широко використано пенетраційний метод. Методика його заснована на залежності між питомим опором пенетрації, коефіцієнтом пористості та вологістю ґрунту.

Для уточнення термінології слід зазначити, що під власно *пенетрацією* розуміється метод оцінювання фізико-механічних властивостей ґрунтів шляхом визначення їх опору зануренню наконечників різних форм і розмірів. При цьому, занурення наконечника проводиться тільки на його висоту h .

Якщо ж глибина занурення наконечника перевищує його висоту, говорять про *зондування* ґрунтів [88, 164, 283, 284]. Пенетраційне випробування ґрунтів проводять сталевими металічними наконечниками конічної форми з кутом розкриття $\alpha = 30^\circ$. В якості характеристик пенетраційних випробувань прийнята величина питомого опору пенетрації, R , яка дорівнює відношенню зусилля пенетрації, P , до квадрату глибини занурення конічного наконечника, h^2 , (2,1)

$$R = \frac{P}{h^2}; \text{ МПа}; \quad (2.1)$$

Для проведення пенетраційних випробувань у польових умовах використовують ручний динамометричний пенетрометр ПД-2.

Зондування виконується розширеним конічним наконечником при співвідношенні діаметра конуса до діаметру штанг 1,6 і більше. При такому співвідношенні крім виключення або значного зниження тертя по бічній поверхні штанг створюються умови для випирання ґрунту в порожнину, що утворюється при зондуванні, між стінками свердловини і штангою. Опір ґрунту конусу, q_s , є характеристикою зондування та визначається як відношення зусилля зондування, P , до площі основи конуса, A

$$q_s = \frac{P}{A}, \text{ МПа}. \quad (2.2)$$

На рис. 2.1 наведено ручний динамометричний пенетрометр ПД-2 (рис. 2.1, а) і механізована установка МЗУ-1 для проведення пенетрації та зондування ґрунтів розширеним конічним наконечником.

Методика дослідження зони ущільнення пенетраційним методом полягає в тому, що в межах очікуваних меж зони впливу біля фундаменту ґрунт пошарово знімають і на різних горизонтах за глибиною закладення фундаменту виконують пенетраційні випробування за створами, перпендикулярними до граней фундаменту.

Кожна точка пенетрації точно орієнтується в просторі щодо осей фундаменту. Паралельно проводяться контрольні відбори проб для визначення щільності і вологості ґрунту в лабораторних умовах. На рис. 2.2 наведена схема розташування місць відбору проб ґрунту і точок пенетраційних випробувань у пірамідальній палі перетином по верху 70×70 см, по низу 10×10 см і довжиною 2,0 м, зануреної в дрібні (мілкі) кварцові однорідні піски середньої щільності, малого ступеня водонасичення.

Камеральна обробка отриманих даних виконується в такій послідовності:



а



б

Рис. 2.1 – Прилади і установки для penetраційних і зондувальних випробовувань ґрунтів: а – ручний пенетрометр ПД-2; б – механізована установка МЗУ-1 для проведення penetрації і зондування ґрунтів розширеним конічним наконечником

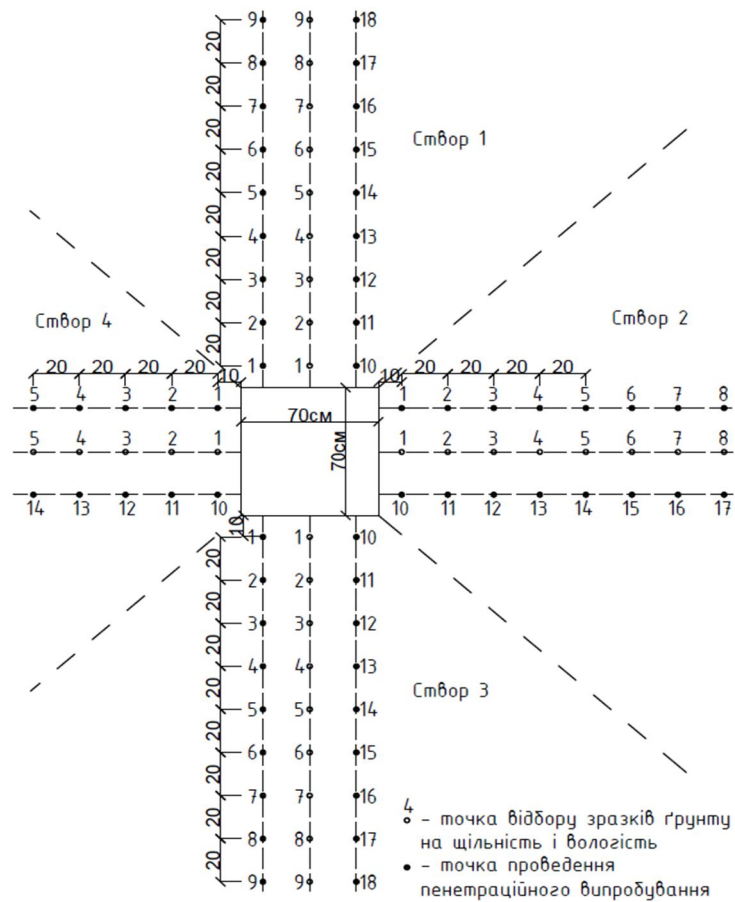


Рис. 2.2 – Схема розташування точок відбору зразків ґрунту і penetраційних випробувань

1. На аркуші у відповідному масштабі наносять контур фундаменту та розріз по вертикалі навколишньої частини основи, на якому зазначають горизонти проведення penetраційних випробувань.

2. Для кожного горизонту будують графік зміни питомого опору penetрації з віддаленням від фундаменту; графік являє собою криву, ордината якої зменшується в зоні ущільнення і залишається постійною за її межами.

3. Межа зони ущільнення визначається в точці, де крива зміни R переходить в пряму. Для цього необхідно встановити, з якою точністю визначено питомий опір penetрації на досліджених горизонтах за межами зони ущільнення. Якщо питомий опір penetрації R перевищить величину $R_e + \sigma$ (R_e – для природного ґрунту, σ – середньоквадратичне відхилення величини R_e), то це значення відповідає ущільненому ґрунту.

Розріз простору навколо короткої пірамідальної палі з нанесенням графіків зміни питомої опору R по горизонтах наведено на рис. 2.3.

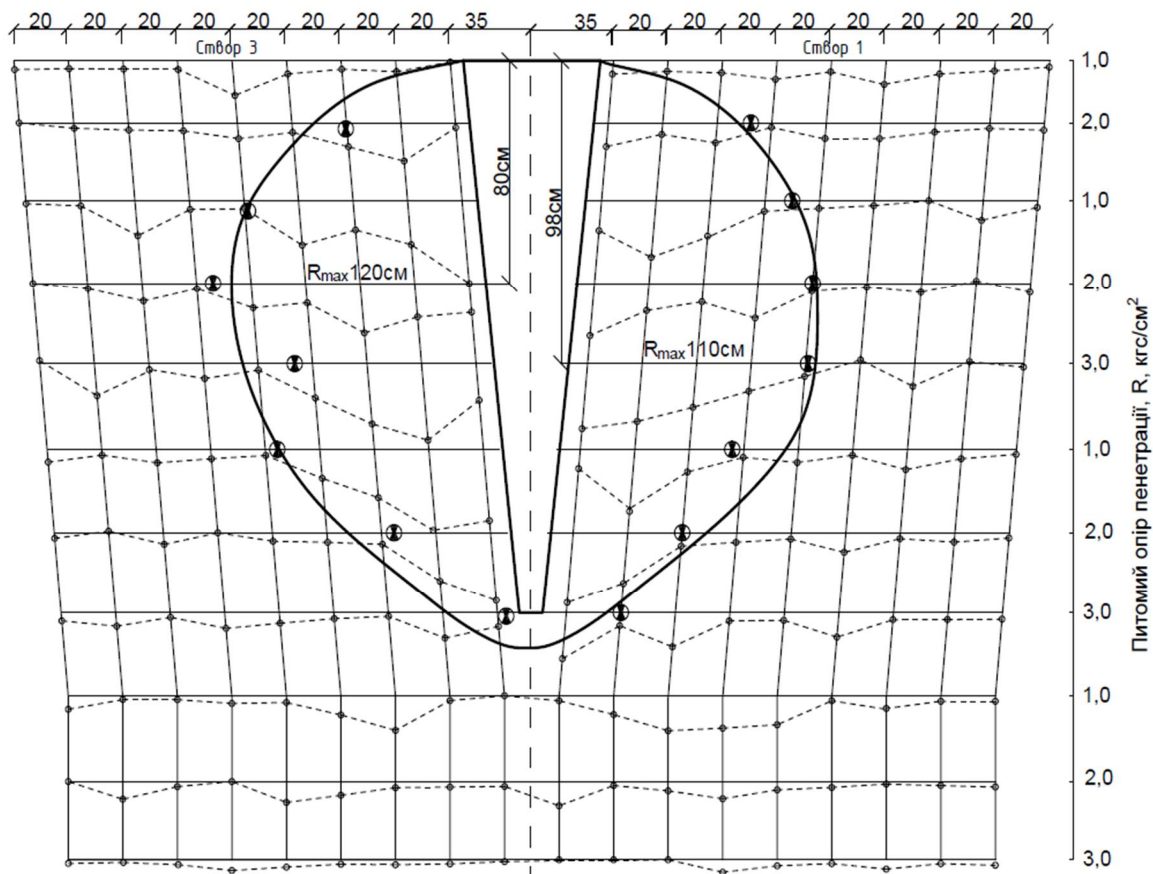


Рис. 2.3 – Визначення меж зони ущільнення ґрунту у пірамідальній палі методом penetрації

Для визначення середньоквадратичного відхилення величини R за межами передбачуваної зони, ущільнення були прийняті з кожного створу

по чотири останні точки penetрації кожного горизонту, всього 168 значень питомого опору penetрації.

У розрахунках середнє значення складає $R = 0,125$ МПа при середньоквадратичному відхиленні $\pm \sigma = \pm 0,025$ МПа.

Якщо питомий опір penetрації перевищить величину $R_y = 0,15$ МПа, ґрунт вважається ущільненим.

Визначивши положення точок з $R_y = 0,15$ МПа на графіках рис. 2.3 для кожного горизонту, встановлюється обрис кривої, що обмежує зону ущільнення у пірамідальній палі. При цьому слід врахувати той факт, що у даному конкретному прикладі пірамідальну палю було занурено в однорідний ґрунт. Коли за глибиною занурення палі розташовані різні шари ґрунту, для кожного шару визначаються свої величини R_e , σ , R_y .

На рис. 2.4 наведена схема розташування місць відбору проб ґрунту і точок його penetраційних випробувань біля набивної палі в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з втрамбованого щебню. Глибина пробитої свердловини 2,0 м, діаметр 0,5 м, об'єм щебня в розширенні $2,0 \text{ м}^3$. Ґрунт – суглинок лесований (число пластичності $I_p = 0,12$), напівтвердий; щільність скелету ґрунту $\rho_d = 1,40 \text{ т/м}^3$.

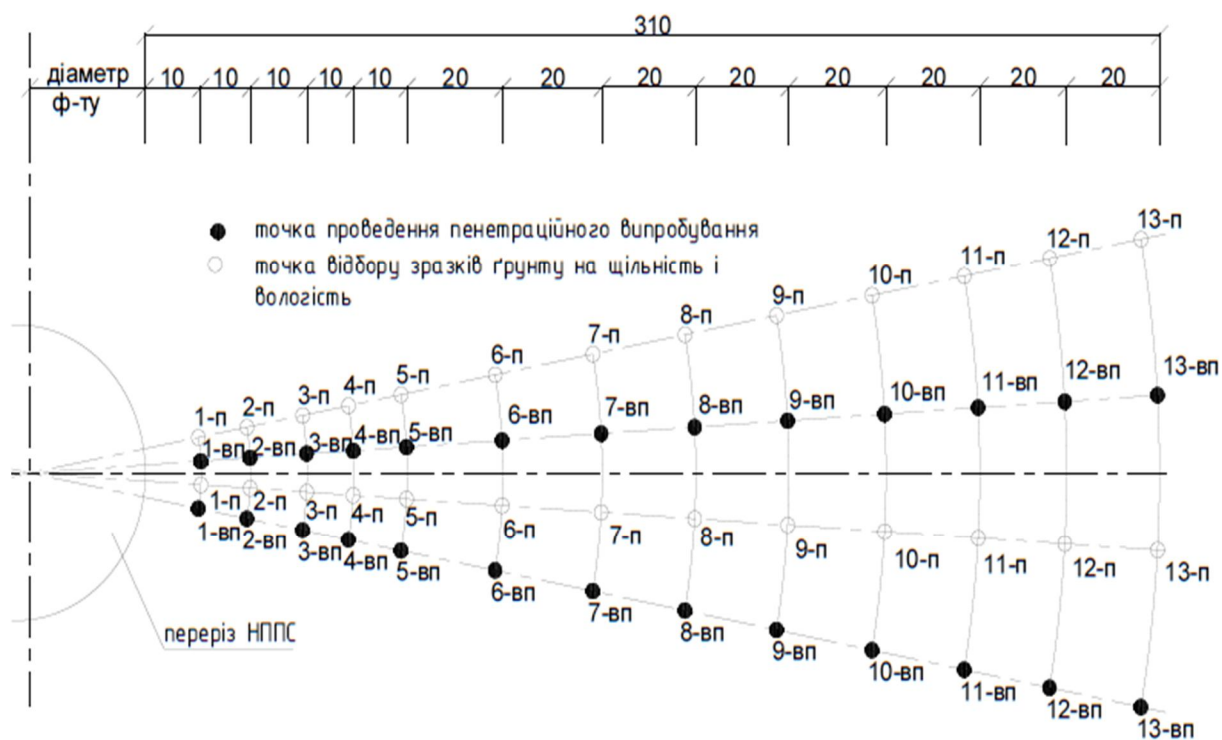


Рис. 2.4 – Схема розташування, см, точок penetрації і відбору кілець на щільність і вологість біля НППС з розширенням в нижній частині з втрамбованого щебню

Розріз простору навколо палі з нанесенням графіків зміни питомого опору penetрації R по горизонтах наведено на рис. 2.5.

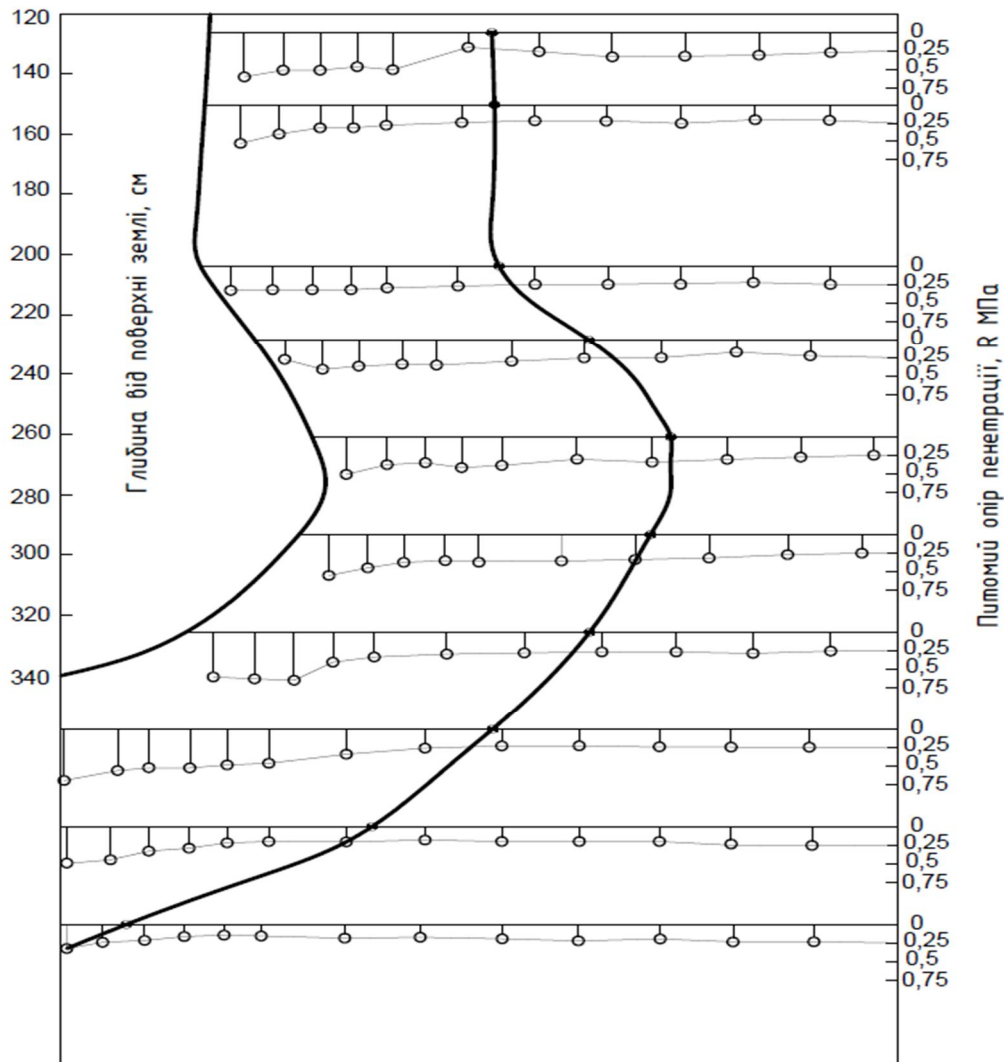


Рис. 2.5 – Визначення межі зони ущільнення ґрунту у НПС

Середнє значення питомого опору penetрації ґрунту склало $R_e = 0,266$ МПа, при середньоквадратичному відхиленні $\pm \sigma = 0,02$ МПа. Ці параметри визначені за результатами 86 окремих penetраційних випробувань. На рис. 2.5 встановлена межа зони ущільненого ґрунту.

Були виконані дослідження зони ущільнення різних фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, в широкому діапазоні інженерно-геологічних умов. Досвід показав, що через високу чутливість метод penetрації надійно фіксує зміни механічних властивостей ґрунту в межах зони ущільнення; дозволяє значно скоротити і навіть зовсім виключити відбір зразків ґрунту на щільність-вологість. Можливість отримання великої кількості визначень питомого опору penetрації на обмежених майданчиках дозволяє використовувати при аналізах методи математичної статистики й отримувати достовірні результати.

Поряд з вищесказаним відзначається велика трудомісткість методу з огляду на необхідність проходження шурфів і проведення penetрації

ручним пенетрометром. Виникають також труднощі при дослідженні ґрунтів нижче рівня ґрунтових вод. Для усунення вищевказаних недоліків і збереження переваг пенетраційного методу була розроблена методика визначення параметрів зони ущільнення ґрунту у фундаментах, що споруджують без виймання ґрунту, за даними статичного зондування. Згідно з цією методикою точки зондування намічають за створами, орієнтованими перпендикулярно до граней фундаменту так, щоб вони розташовувалися як в зоні ущільнення, так і за її межами.

Межі зони ущільнення визначаються за графіками зміни опору ґрунту зануренню конусу з глибиною зондування в зоні ущільнення і за її межами. Математична обробка результатів зондування для об'єктивного визначення точок перегину кривих зміни q_s з видаленням від фундаменту аналогічна методиці, розробленої для пенетрації.

На рис. 2.6 наведено розріз пірамідальної палі та навколишнього ґрунту з нанесенням графіків зміни опору ґрунту конусу за довільно обраними горизонтами. Пірамідальна паля перерізом по верху 70×70 см, по низу 10×10 см і довжиною 2,0 м занурена в намиті дрібні кварцові однорідні піски середньої щільності, малого ступеня водонасичення.

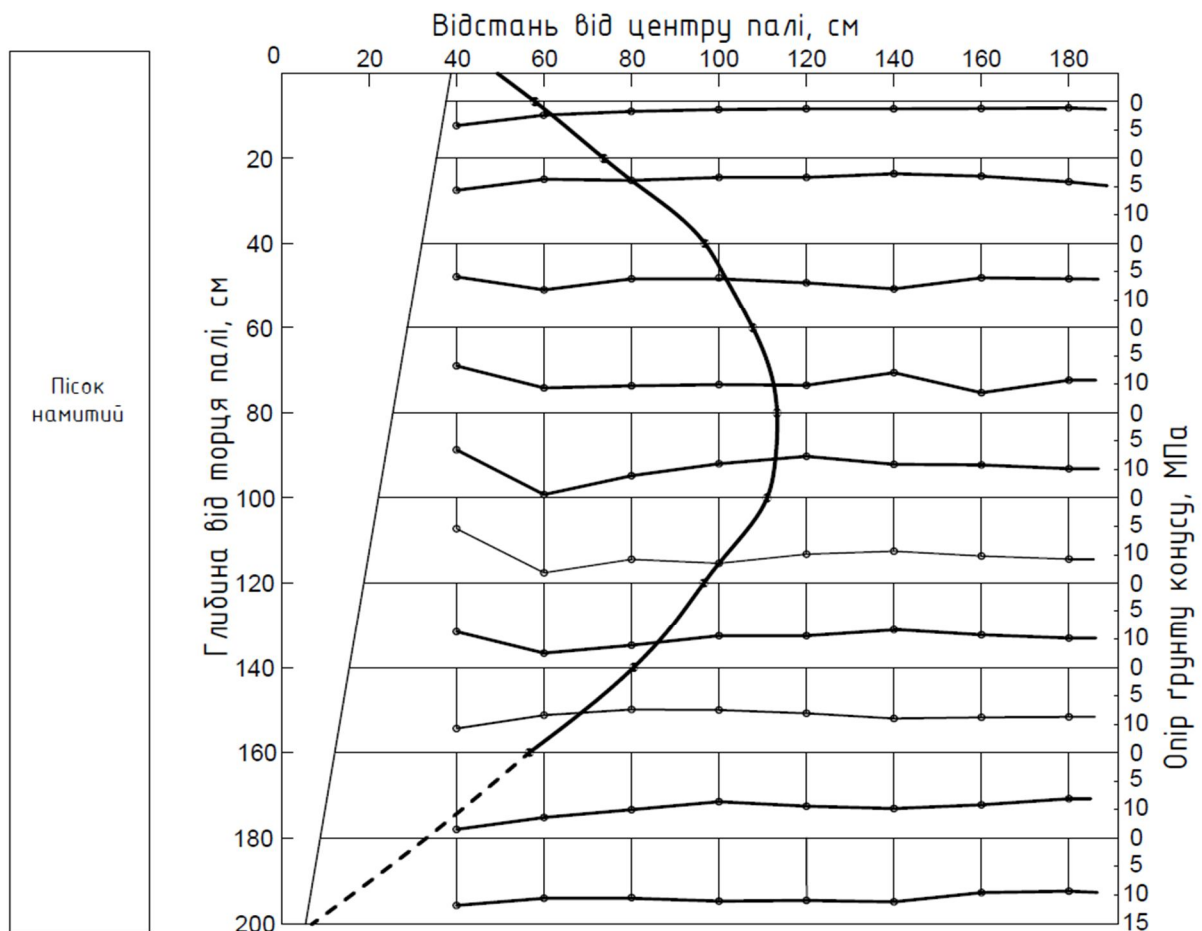


Рис. 2.6 – Визначення меж зони ущільнення у пірамідальній палі методом зондування

Точки перегину кривих розподілу q_s обчислені за величиною $q_s = \bar{q}_s + \sigma$ у межах критичної глибини зондування. Застосування методу зондування розширеним конічним наконечником при дослідженні зони ущільнення дозволило значно зменшити трудомісткість робіт, використовувати сучасні механізовані установки, повністю виключити земляні роботи та вести дослідження нижче рівня ґрунтових вод.

Метод зондування при вивченні зони ущільнення слід віднести до неруйнуючих методів дослідження, його можна застосувати для вивчення зони ущільнення фундаментів існуючих будівель і споруд, не завдаючи основі практичної шкоди. Цього не можна сказати про методи пенетрації та відбору зразків на глибині на щільність-вологість у шурфах.

Розроблено також методикау натурних досліджень параметрів наведеної (вторинної) анізотропії ґрунту [31, 36, 277] навколо фундаментів (паль), що споруджують без виймання ґрунту.

Звичайно дослідження властивостей ґрунту навколо них виконувались після їх статичних випробувань пошарово при товщині кожного шару ґрунту не більше 50 см.

Розглянемо такі дослідження на прикладі набивних паль у пробитих свердловинах. Загальний вигляд їх після відривання та зачистки показано на рис. 2.7, а розташування шарів ґрунту – на рис. 2.8.

При цьому точки дослідження чи відбору зразків ґрунту розташовувались на колах радіальних до вертикальної осі фундаменту. Радіус першого такого кола перевищував радіус поперечного перерізу стовбура чи розширення фундаменту на 10 см, радіус кожного наступного кола до шостого включно був ще на 10 см більшим від попереднього, з сьомого по восьме – на 20 см, а з дев'ятого по одинадцяте – на 40 см (рис. 2.8 і 2.9).

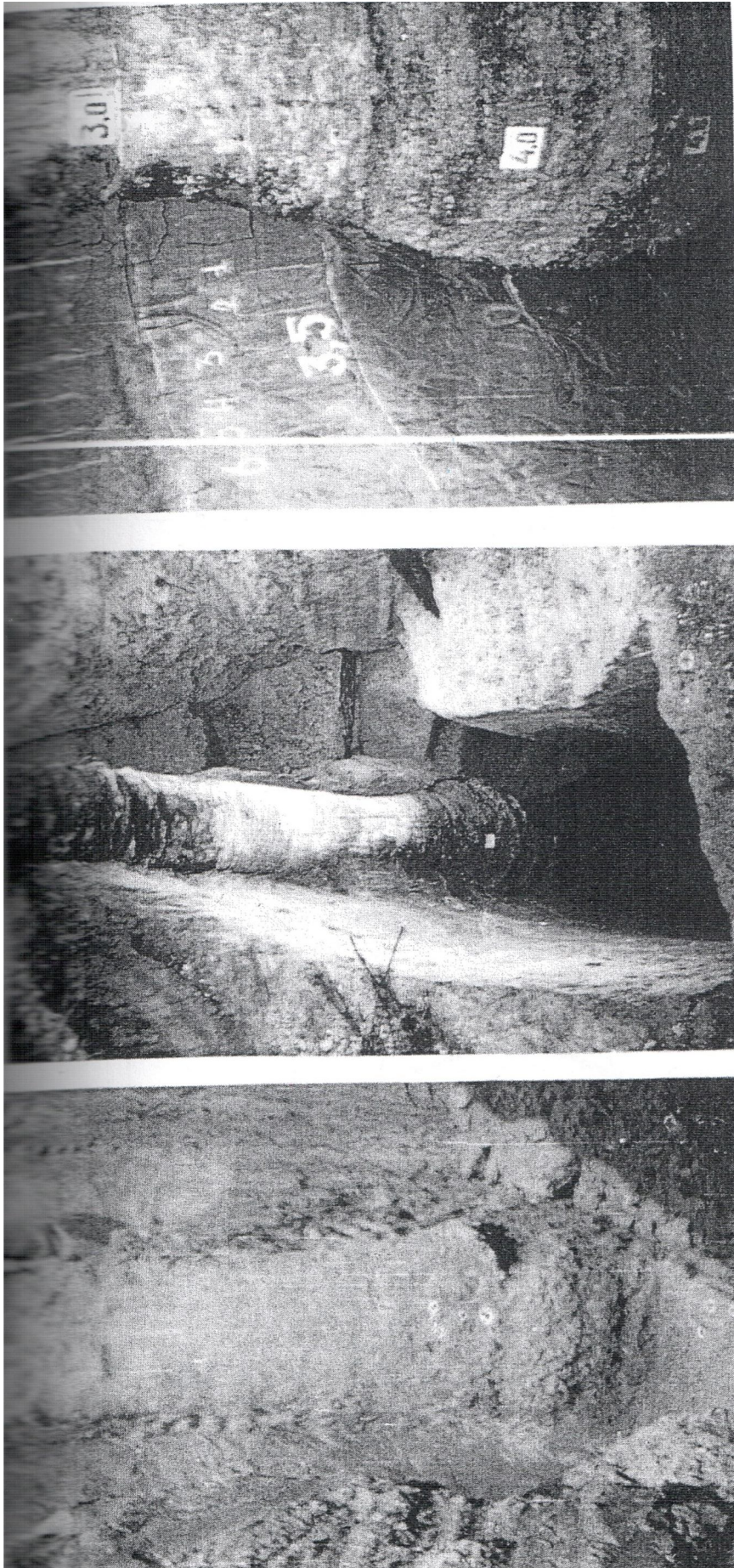
Як видно з рис. 2.9 на кожному радіальному колі виконувалось:

– по сім пенетрацій польовим динамометричним пенетрометром ПД-2М з конічним наконечником з кутом при вершині 30° у кожному з трьох напрямків під кутами $\alpha=0^\circ$, 45° та 90° до горизонтальної площини (площини ізотропії);

– по сім пенетрацій мікропенетрометром ВСЕГІНГЕО МВ-2 з конічним наконечником з кутом при вершині 30° у кожному з трьох напрямків під кутами $\alpha=0^\circ$, 45° та 90° до горизонтальної площини;

– по сім пенетрацій мікропенетрометром МВ-2 з наконечником з кутом при вершині $17'40''$ у кожному з напрямків під кутами $\alpha=0^\circ$, 45° , 90° до горизонталі;

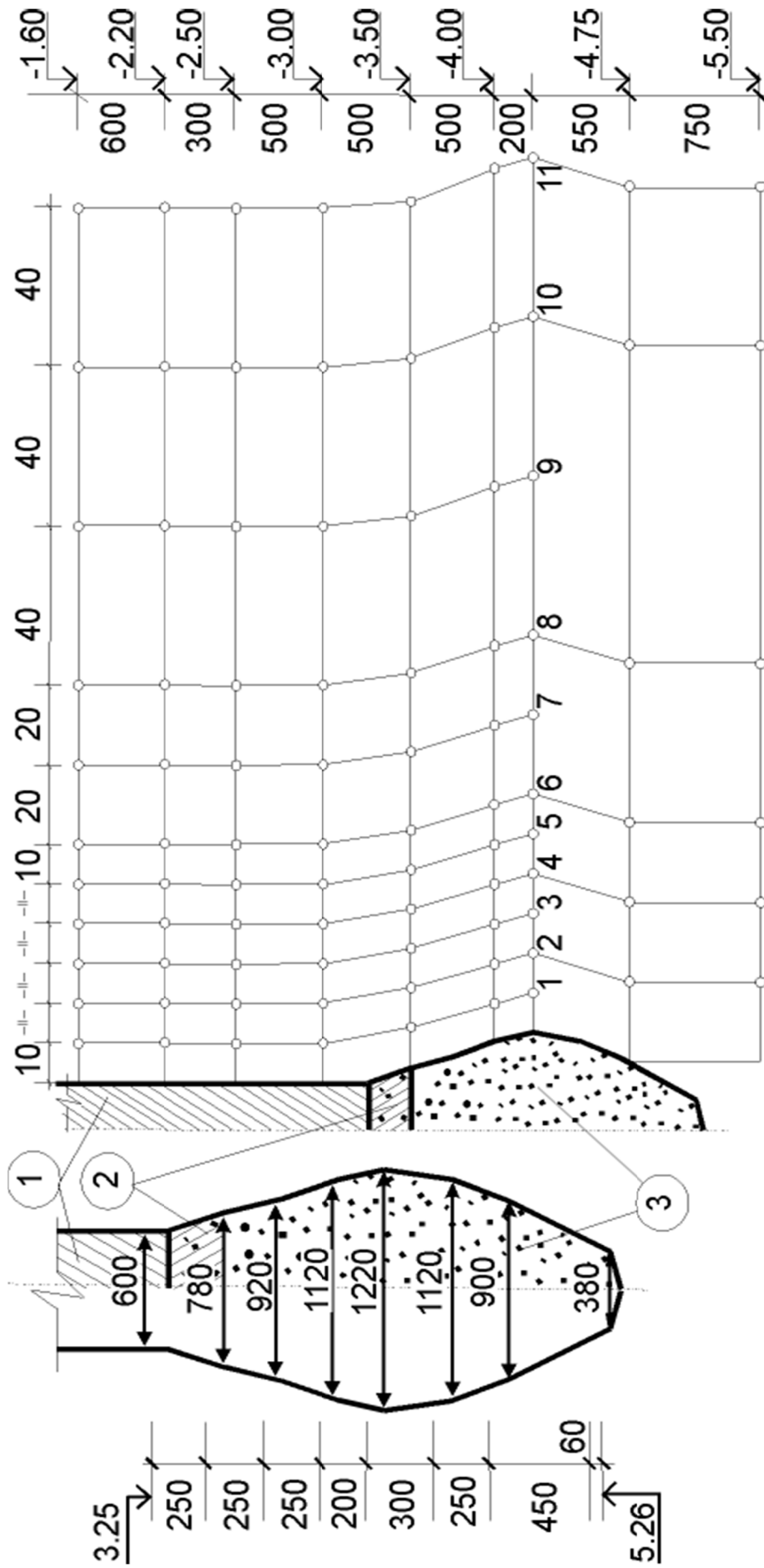
– по три контрольних відбори зразків ґрунту ріжучими кільцями об'ємом 50 см^3 з метою визначення щільності та вологості ґрунту.



а

б

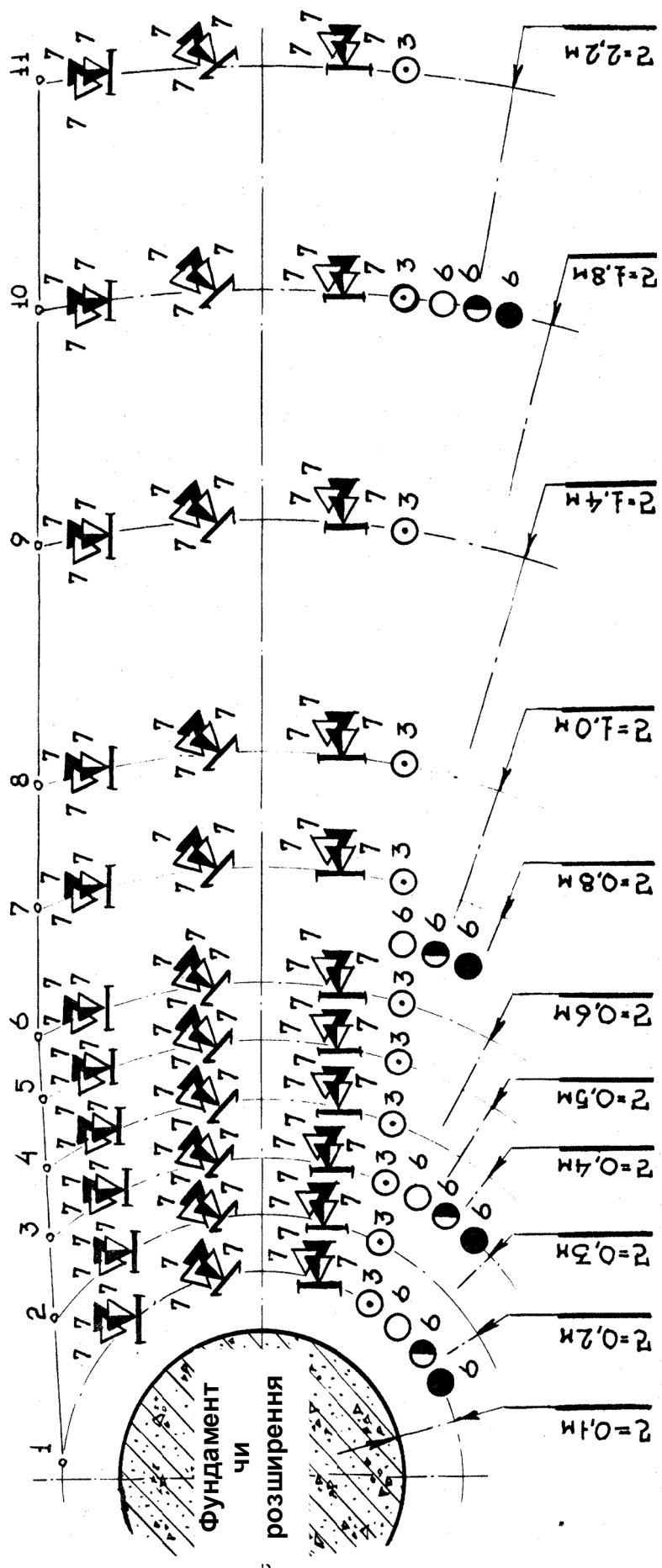
Рис. 2.7 – Загальний вигляд набивних палей у пробитих свердловинах після їх відривання та зачистки:
а – майданчик у м. Полтава – глибина свердловини 4.5 м; об'єм щебня, втрамбованого в розширення 1.25 м³;
б – майданчик у м. Кобеляки – глибина свердловини 4.5 м; об'єм щебня, втрамбованого в розширення 1.25 м³



а

б

Рис. 2.8 – Приклад обмірів розширення та стовбура дослідних набивних палів у пробитих свердловинах (а); рівні та точки дослідження ґрунту навколо палі за висотою (б): 1 – тіло палі; 2 – перехідна зона; 3 – розширення



Умовні позначення:

- ▲ - польовий пенетрометр з конусом $\alpha=30^\circ$;
- ▽ - мікропенетрометр МВ-2 з конусом $\alpha=30^\circ$ та $17^\circ40'$;
- ▭ - поверхня пенетрації $0^\circ, 45^\circ, 90^\circ$;
- (with dot) - відбір кілець для визначення вологості та щільності ґрунту;
- (with horizontal line) - відбір кілець для визначення s, φ, E відповідно під кутами $0, 45, 90^\circ$;
- (with horizontal line) - кількість експериментів 3, 6, 7

Рис. 2.9 – Схема розміщення точок пенетрації та відбору зразків ґрунту для кожного шару ґрунту

Таким чином, на кожному радіальному колі виконувалось 63 пенетраційних випробування, а на кожному шарі ґрунту 693 пенетраційних випробувань. Фотографії прикладів пенетраційних випробувань ґрунту пенетрометрами різних конструкцій під кутами $\alpha=0^\circ$, 45° і 90° до горизонтальної площини подані на рис. 2.10.

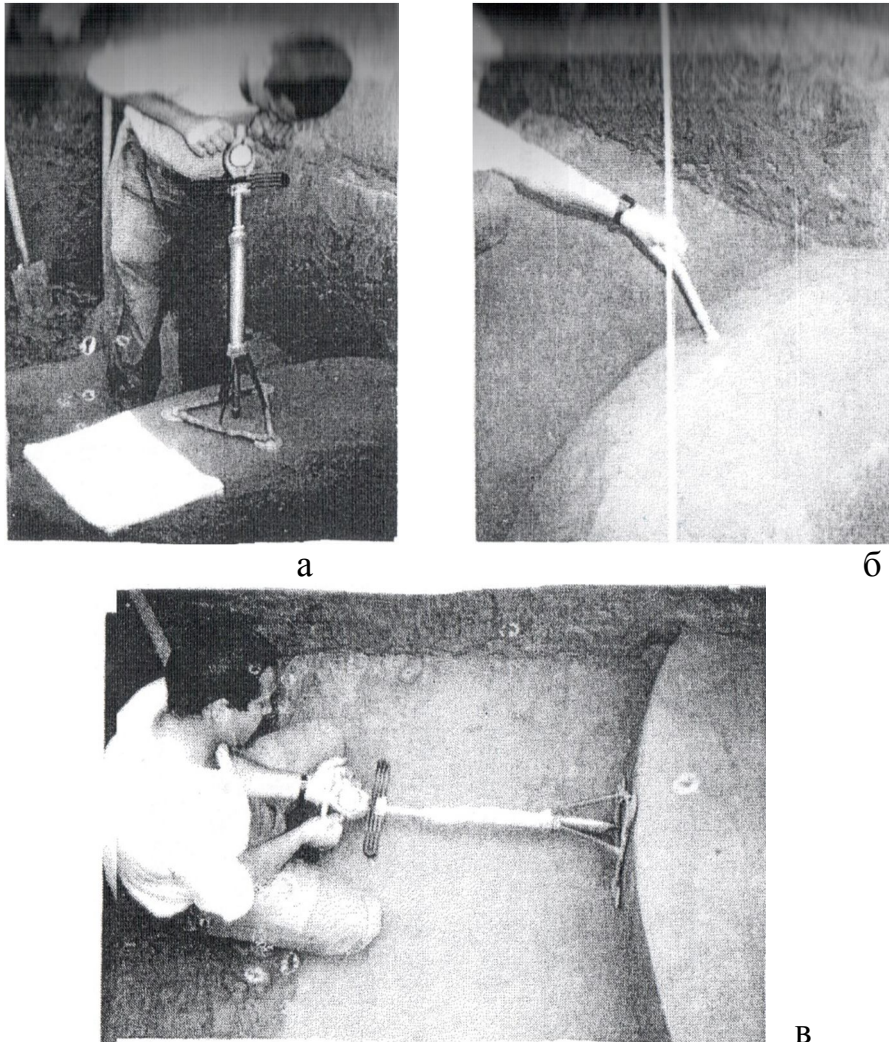


Рис. 2.10 – Приклади пенетраційних випробувань ґрунту: а, в – польовим пенетрометром ПД-2М під кутом α відповідно 0° та 90° до горизонтальної поверхні; б – мікропенетрометром МВ-2 під кутом $\alpha=45^\circ$

Відстань між точками пенетрації призначалась, виходячи з: виключення взаємного впливу сусідніх випробувань як під одним, так і під різними кутами до горизонтальної площини, для чого відстань між цими точками призначалась не менше шести діаметрів наконечника; можливості контрольних відборів зразків ґрунту в ріжучі кільця; необхідності дослідження як ущільненого, так і ґрунту природної структури, що знаходиться за межами зони ущільнення.

На чотирьох-п'яти радіальних колах вдавлювались стандартні кільця площею 40 см^2 , зорієнтовані під кутами $\alpha=0^\circ$, 45° та 90° відносно

горизонтальної площини (по шість під кожним з трьох кутів на кожному з указаних кіл, як це показано на рис. 2.9).

Стисливість зразків ґрунту визначалась згідно ДСТУ Б В.2.1-4-96 в приладах одноосьового стиску, а опір зсуванню – за ДСТУ Б В.2.1-4-96 у приладах для випробування на пряме зрушення з фіксованою площиною зрушення ПСГ-2М.

Приклад дослідження характеристик ґрунту навколо фундаменту наведено для дослідної ділянки у м. Кобеляки Полтавської обл. Ґрунти представлені суглинком лесовим, легким пилуватим, твердим ($w_L = 0.28$; $w_p = 0.19$; $w = 0.14$; $\rho_s = 2.64$ г/см³; $e = 0.8$; $s_r = 0.47$).

Параметри набивної палі в пробитій свердловині: глибина $h_k = 3.5$ м; діаметр $b_p = 0.5$ м; об'єм втрабованого щебню $V_{cr} = 1.25$ м³ (рис. 2.7, б).

Ізолінії розподілу щільності сухого ґрунту ρ_d і його вологості w навколо палі подані на рис. 2.11, зміни коефіцієнтів пористості e і водонасичення S_r ґрунту – на рис. 2.12.

Ці ізолінії мають форму плавно огинаючих фундамент (палю) кривих. З них видно, що зменшення значень ρ_d , e , S_r з віддаленням від фундаменту відбувається за параболічним законом.

Радіус поперечного перерізу зони достатнього ущільнення ґрунту ($\rho_d \geq 1.55$ г/см³) фундаменту $r_s = 0.74$ м.

Приклад зміни питомого опору penetрації R ґрунту навколо фундаменту (за результатами випробувань пенетрометром ПД-2М) за трьома напрямками $\alpha = 0^\circ$, 45° і 90° відносно горизонтальної площини подано на рис. 2.13. У кожній точці масиву результати цих досліджень представлені у вигляді квадрантів годографів.

На рис. 2.14 подані приклади квадрантів годографів модуля деформації E , питомого зчеплення C , кута внутрішнього тертя ϕ та питомого опору penetрації R за напрямками $\alpha = 0^\circ$, 45° та 90° до горизонтальної площини (при близьких коефіцієнтах варіації) на різних відстанях від бічної поверхні фундаментів.

Для лесових суглинків природного складу, отже з первинною анізотропією, характерні більш високі значення модуля деформації при орієнтації кілець під кутом $\alpha = 0^\circ$ до горизонтальної поверхні, ніж при $\alpha = 90^\circ$ та 45° , модулі деформації котрих близькі між собою. Тобто, коефіцієнти $n_{E\perp}$ і $n_{E\angle}$ менші одиниці й $n_{E\perp} \approx n_{E\angle}$ (див., наприклад, квадранти годографів для найбільш віддалених від бічної поверхні розширень точок на рис. 2.14, а і б).

З глибиною $n_{E\perp}$ та $n_{E\angle}$ дещо зменшуються: для умов ділянок на глибині 1 м від поверхні $n_{E\perp} \approx n_{E\angle} = 0.85-0.9$, а на глибині 4.0-4.5 м – вже 0.7-0.8.

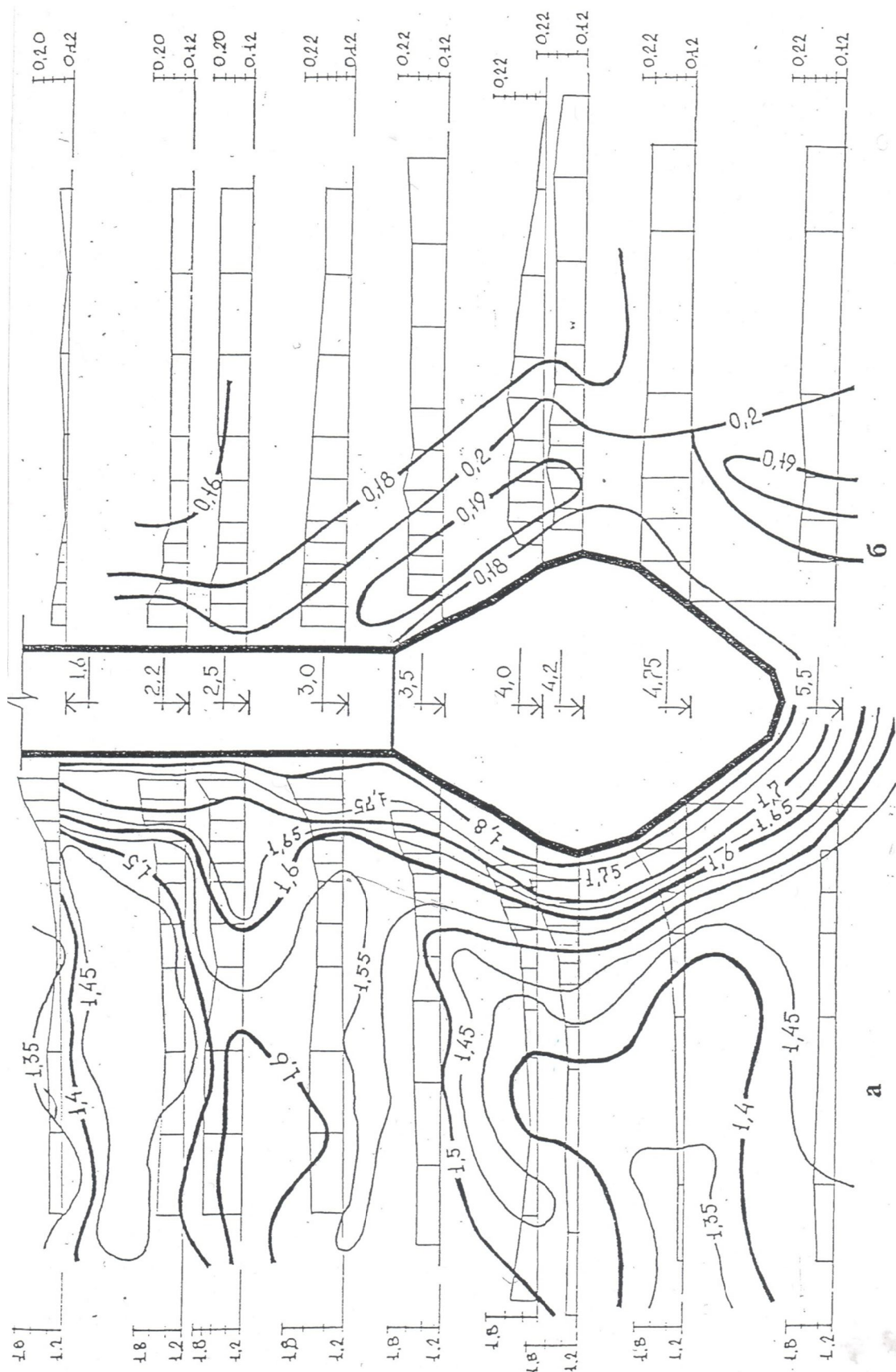


Рис. 2.11 – Приклад розподілу щільності сухого ґрунту R_d (а) та його вологості W (б) навколо дослідної набивної палі в пробитій свердловині

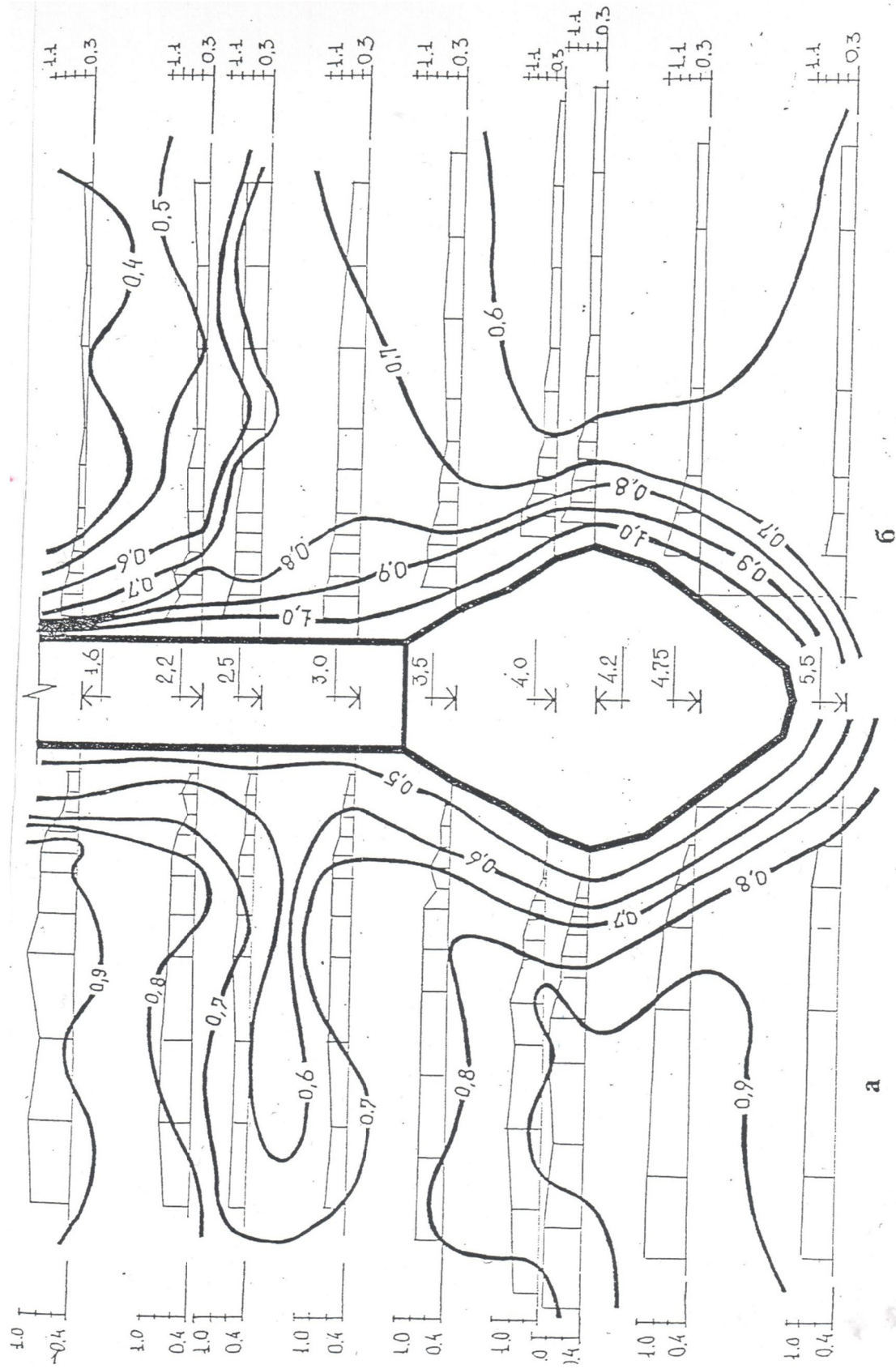
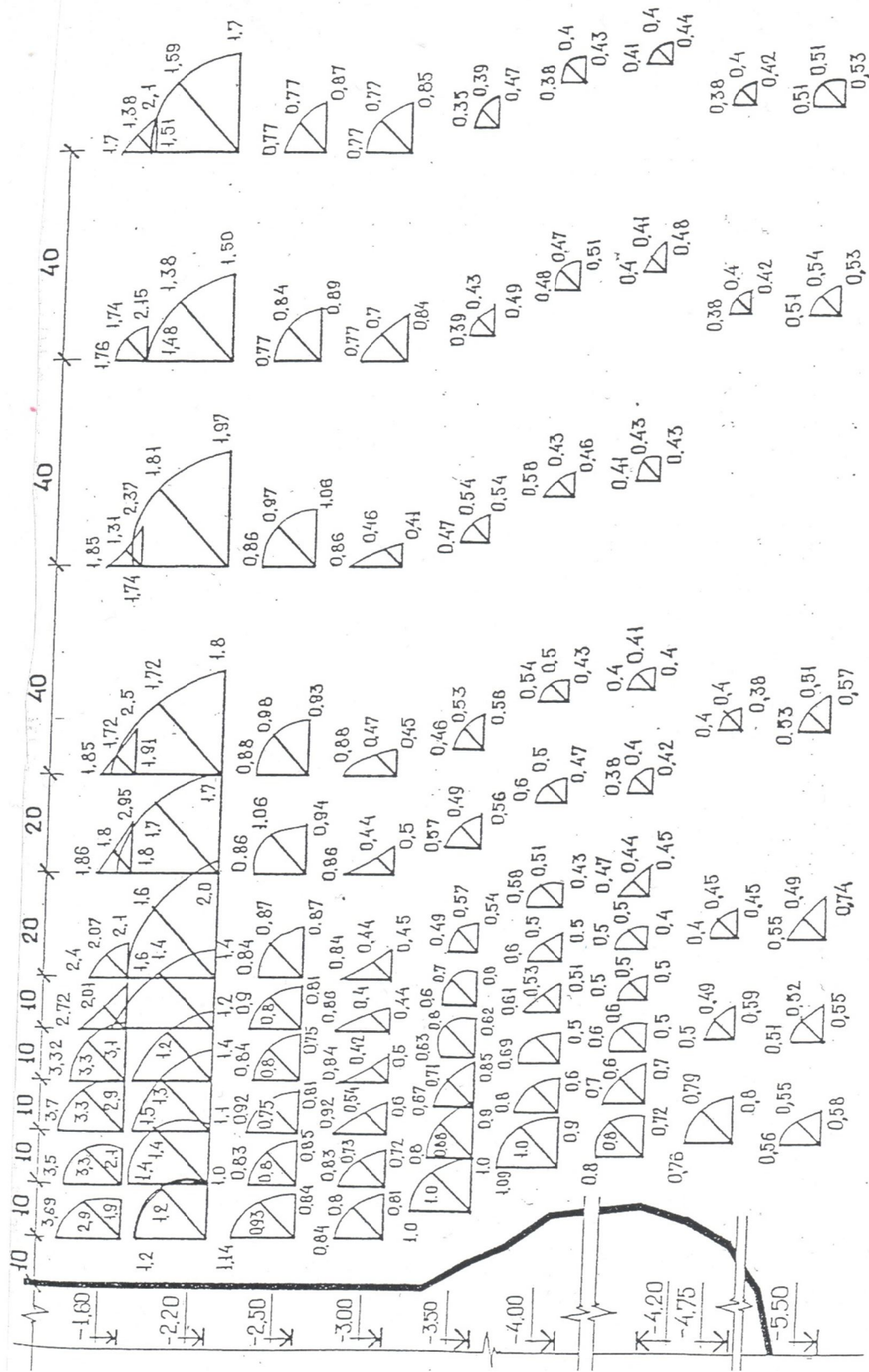


Рис. 2.12 – Приклад зміни коефіцієнтів пористості ϵ (а) та водонасичення S_f ґрунту (б) навколо дослідної набивної палі в пробитій свердловині



Мірило на позначці: 1.6 м ← 1 МПа; 2.2 - 5.5 м ← 1 МПа

Рис. 2.13 – Приклад зміни питомого опору пенетрації R ґрунту навколо набивної палі в пробитій свердловині за даними випробувань польовим пенетрометром ПД-2м за трьома напрямками $\alpha = 0^\circ, 45^\circ$ і 90° відносно горизонтальної площини

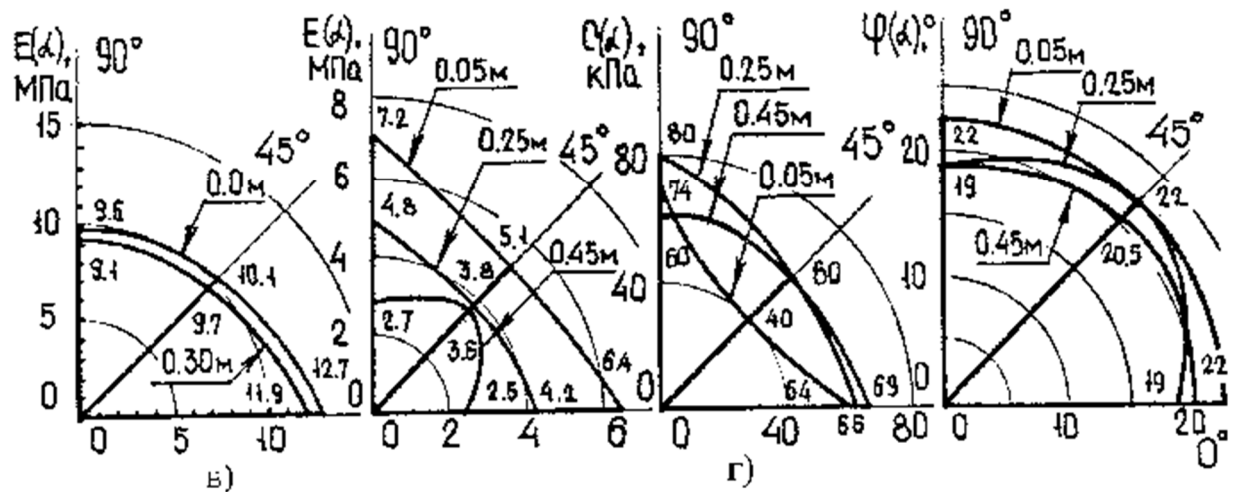
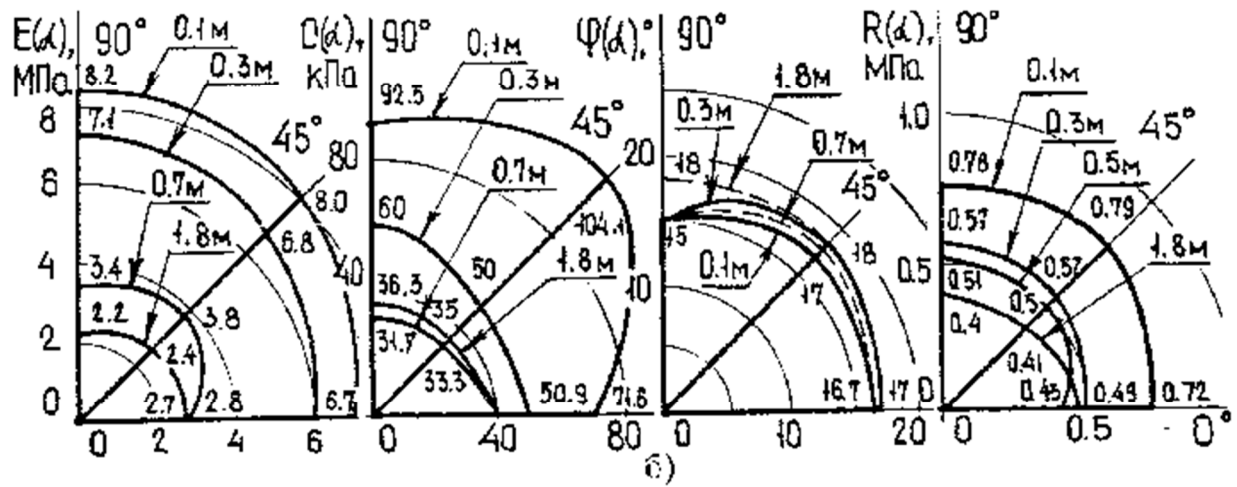
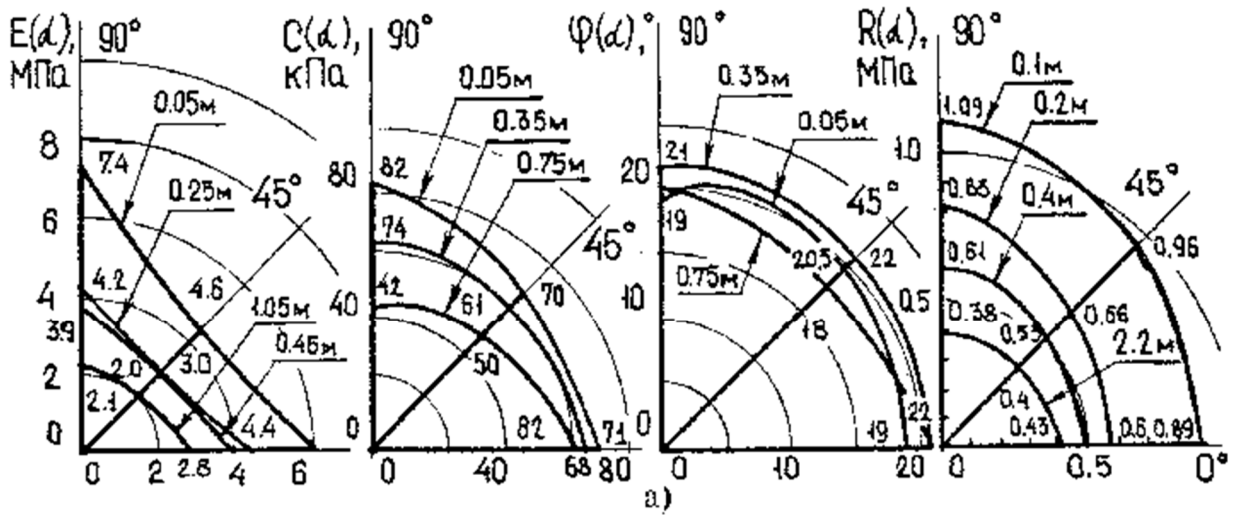


Рис. 2.14 – Приклади квадрантів годографів механічних характеристик ґрунту:
 а – біля стовбура та розширення набивних паль у пробитих свердловинах; б – біля нижньої нахиленої поверхні розширення; в – на 0.5 м нижче розширення; г – в просторі між стовбурами набивних паль ($l_w = 1.8$ м);
 Г – відстань від бічної поверхні фундаменту

Для ґрунту ущільненої зони безпосередньо біля бічної поверхні й розширень фундаментів характерні більші значення E при орієнтації кілець під кутом $\alpha=90^\circ$ відносно горизонтальної площини, ніж при $\alpha=0^\circ$ і 45° , а величини E зразків, відібраних під $\alpha=45^\circ$, найменші з трьох напрямків (рис. 2.14, а), отже $E_{\perp} > E_{\cdot} > E_{\angle}$. Так для зразків, відібраних на глибині 4 м безпосередньо біля стовбура (рис. 2.14, а) $n_{E_{\perp}}=1.23$, $n_{E_{\angle}}=0.77$.

Із збільшенням відстані від бічної поверхні фундаментів (паль) E_{\cdot} , E_{\perp} , E_{\angle} зменшуються й вирівнюються (іноді при дещо меншому чи дещо більшому значенні E_{\angle}). Можливо виділити відстань, на якій $n_{E_{\perp}} \approx 1$ (для випадку, показаного на рис. 2.14, б, воно дорівнює 0.4-0.45 м, а випадку, поданому на рис. 2.14, а, – 0.75-0.8), після якої коефіцієнти $n_{E_{\perp}}$ та $n_{E_{\angle}}$ поступово повертаються до значень, що відповідають природному стану ґрунту. Під низом розширень $E_{\cdot} > E_{\angle} > E_{\perp}$; $n_{E_{\perp}}$ та $n_{E_{\angle}}$ менше одиниці (на рис. 2.14, в, зокрема $n_{E_{\perp}}=0.76$; $n_{E_{\angle}}=0.8-0.82$). У напрямку, нормальному до нижньої нахиленої поверхні розширення найбільші значення мають E_{\angle} і E_{\perp} (рис. 2.14, в).

Зазначимо також, що в межах зони достатнього ущільнення модуль деформації ґрунту виявився в 2-4 рази вище його природних значень.

Встановлено, що форми годографів характеристик міцності (особливо питомого зчеплення) в природному стані в цілому мають горизонтальну спрямованість (рис. 2.14, а та б – для найвіддаленішої від розширення точки. У даних випадках: $n_{c_{\perp}}=0.79$; $n_{c_{\angle}}=0.83$ (рис. 2.14, а); $n_{c_{\perp}}=0.68$; $n_{c_{\angle}}=0.8$; $n_{\varphi_{\perp}}=0.9$; $n_{\varphi_{\angle}}=0.8$ (рис. 2.14, б). З глибиною $n_{c_{\perp}}$, $n_{c_{\angle}}$, $n_{\varphi_{\perp}}$, $n_{\varphi_{\angle}}$ аналогічно $n_{E_{\perp}}$ і $n_{E_{\angle}}$ дещо зменшуються.

Форма годографів питомого зчеплення ґрунту, зразків відібраних у бічної поверхні стовбурів (розширень), має пріоритетну вертикальну спрямованість (наприклад криві 1 на рис. 2.14, а, для яких $n_{c_{\perp}}=1.2$, $n_{c_{\angle}}=1$ при $n_{\varphi_{\perp}}=1$, $n_{\varphi_{\angle}}=1.08$). У напрямку нормальному до нижньої нахиленої поверхні розширення найбільші значення мають c_{\perp} і c_{\angle} (рис. 2.14, в), для яких $n_{c_{\perp}}=1.29$, $n_{c_{\angle}}=1.45$ при $n_{\varphi_{\perp}}=0.9$, $n_{\varphi_{\angle}}=1.02$.

При збільшенні відстані від бічної поверхні паль значення c_{\perp} , c_{\cdot} , c_{\angle} зменшуються й вирівнюються при дуже близьких величинах φ_{\perp} , φ_{\cdot} , φ_{\angle} . Для випадків, поданих на рис. 2.14, а і б, на відстані 0.35-0.4 м – $n_{c_{\perp}} \approx n_{c_{\angle}} \approx 1$ при $n_{\varphi_{\perp}} \approx n_{\varphi_{\angle}} \approx 1$. Отже перехід до первинного характеру

анізотропії міцності ґрунту аналогічний процесу для деформаційної анізотропії. Під низом розширень міцність зразків, відібраних під $\alpha=0^\circ$ найбільша, тобто $n_{c\perp}<1$ і $n_{c\angle}<1$. В межах зони достатнього ущільнення питома зчеплення перебільшує в 2-4 рази природне значення.

У міжфундаментному (міжпальовому) просторі зміна анізотропії ґрунту східна з переходом від ущільненого ґрунту білі поверхні фундаменту до ґрунту природного, але при відстані між осями сусідніх фундаментів меншим за три діаметри їх поперечного перерізу первинні значення коефіцієнтів анізотропії не зафіксовані.

Отже, характер і закономірності наведеної деформаційної анізотропії й анізотропії міцності ґрунту визначаються його природною будовою (первинною анізотропією) та напрямом витиснення ґрунту трамбівкою та розширенням при влаштуванні фундаментів, а також розмірами міжфундаментного простору.

Закономірності первинної та наведеної анізотропії ґрунту навколо фундаментів за penetраційними випробуваннями, як видно з рис. 2.13, відповідає його параметрам анізотропії міцності й деформативності.

Коефіцієнти анізотропії за даними penetрації для природного ґрунту $n_{R\perp}=0.74-0.96$; $n_{R\angle}=0.66-0.95$, а для ущільненого безпосередньо біля стовбура чи розширення – $n_{R\perp}=1.06-1.98$; $n_{R\angle}=1.08-1.58$.

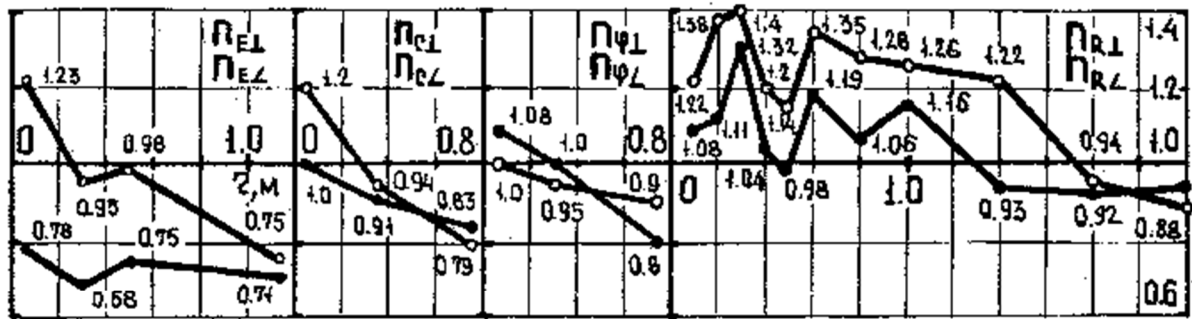
Приклад зміни коефіцієнтів анізотропії механічних властивостей ґрунту в залежності од відстані до бічної поверхні набивної палі у пробитій свердловині Γ для окремих шарів дослідних ділянок у м. Кобеляки та «Сади – 3» в Полтаві подані на рис. 2.15.

2.2 Дослідження геометричних параметрів зони ущільнення

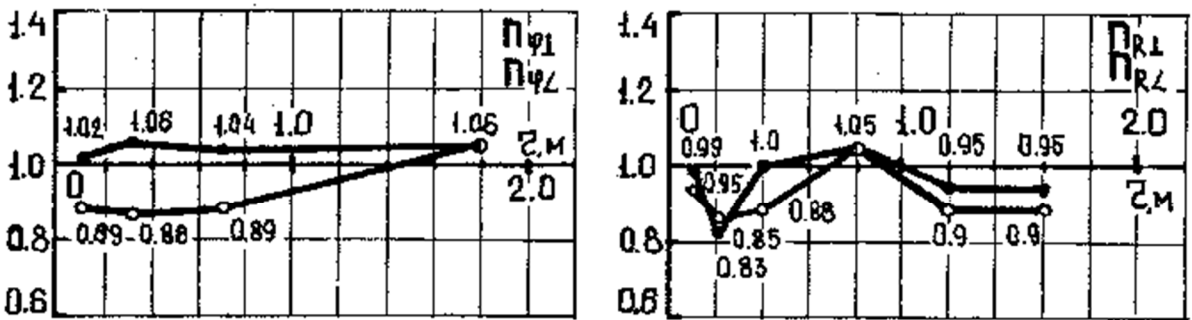
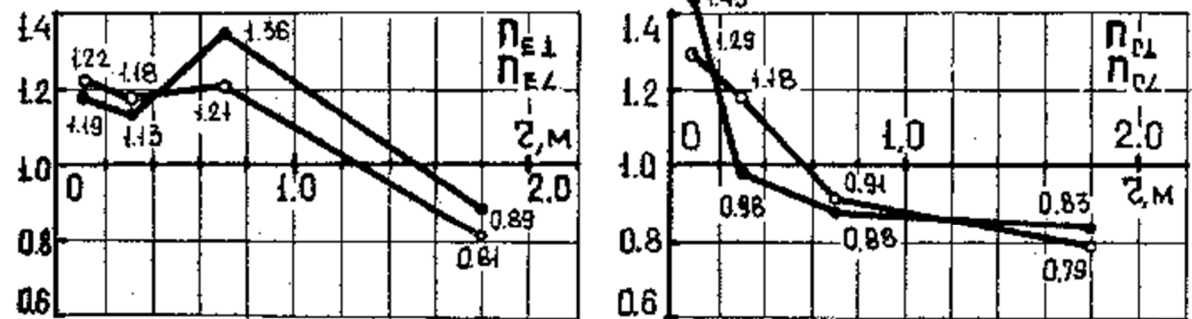
Групою фахівців ПолтНТУ були проведені дослідження зони ущільнення з допомогою методів penetрації і зондування для різних фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту [79, 84, 88, 283]: призматичних, пірамідальних, трипроменевих забивних паль і блоків; фундаментів у витрамбованих котлованах, пробитих свердловинах з розширенням в нижній частині та без розширення; фундаментів опор контактних мереж з подвійною конічністю стовбура, тощо.

Всього зони ущільнення досліджені у більш ніж 150 фундаментів у різних ґрунтових умовах Полтавської, Сумської, Запорізької, Харківської, Дніпропетровської областях України, Воронежської та Саратовській областях Російської Федерації, а також при будівництві заводу «КаМАЗ» у м. Набережні Човни, на Південній, Південно-Західній і Воронежської залізницях.

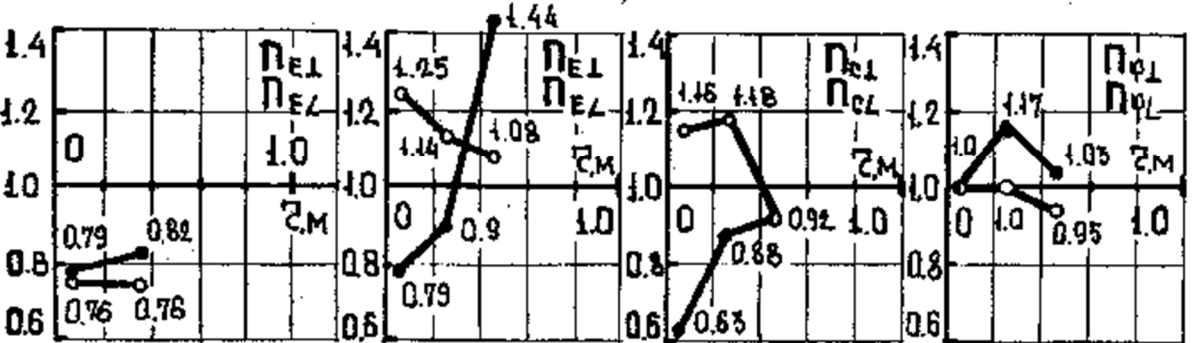
Отримані дослідні дані дозволили встановити закономірності формування зон впливу у перерахованих фундаментах і розробити методику побудови їх геометричної форми.



а)



б)



в)

г)

○ - $P_{EL}, P_{CZ}, P_{FZ}, P_{RZ}$; ■ - $P_{Ez}, P_{Cz}, P_{Fz}, P_{Rz}$

Рис. 2.15 – Приклади зміни коефіцієнтів анізотропії ґрунту залежно од відстані Γ від бічної поверхні набивних паль у пробитих свердловинах:
а, б, в, г – відповідають тим же пунктам, що й на рис. 2.14

На рис. 2.16 показано будову «зони впливу» у пірамідальних паль. У загальному випадку в межах «зони впливу» можна виділити три складових: а – зона випинання, б – зона ущільнення і в – перехідна зона.

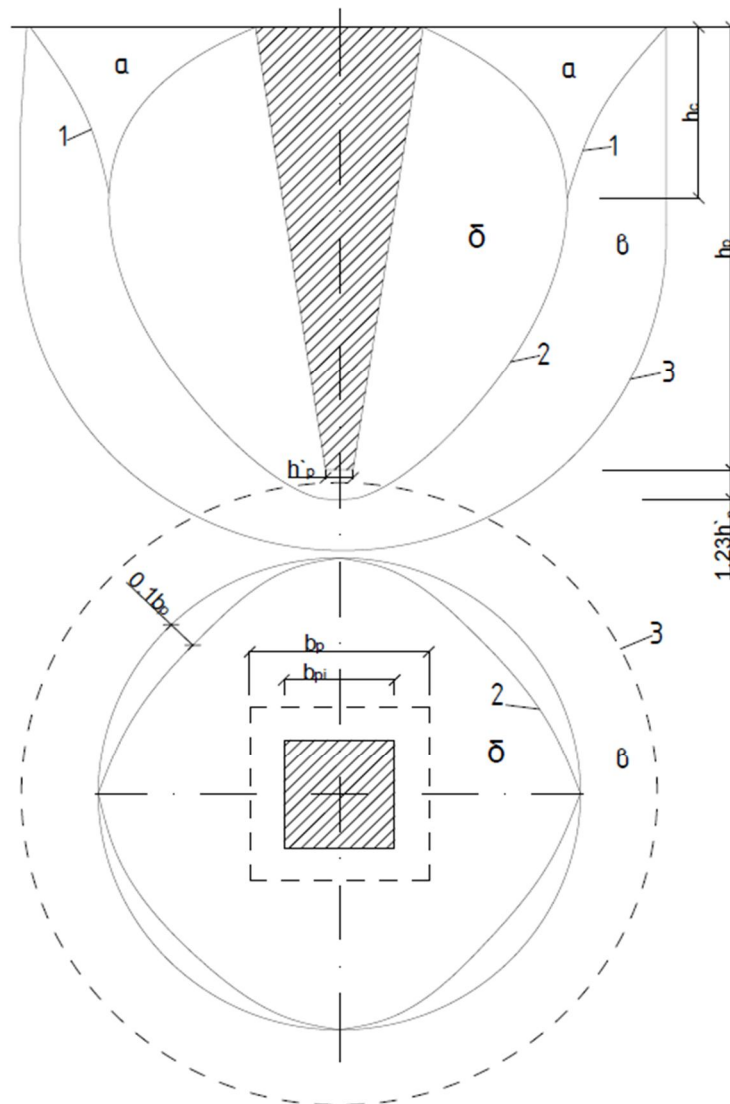


Рис. 2.16 – Будова «зони впливу» у пірамідальній палі:
а – зона випинання; б – зона ущільнення; в – перехідна зона;
межі зон: 1 – випинання; 2 – ущільнення (D); 3 – впливу (C);

У плані ці зони мають форму близьку до форми концентричних кіл. Проте у пірамідальних паль в плані зона ущільнення злегка сплюснута біля ребер і досягає максимального радіусу біля центру граней. Радіус зони ущільнення у ребра пірамідальної палі менше на $0,1 b_p$ радіусу біля центру грані. Ця величина була встановлена за результатами визначень у піщаних і глинистих ґрунтах при коефіцієнті варіації $v = 0,08$. Однак для практичних задач прийнято вважати зону ущільнення круглої в плані з радіусом по центру грані палі.

Характер деформації ґрунту при зануренні пірамідальної палі аналогічний деформації при зануренні конічного штампу. Теоретично завдання про межі зони випинання було вирішено В.Г. Березанцевим [14] при осесиметричній деформації. Використовуючи позначення, представлені на рис. 2.16 цю залежність можна записати у вигляді

$$\frac{C - b_p}{2b_p} = f(\varphi^\circ). \quad (2.3)$$

Аналізуючи значення питомого опору пенетрації, отримані для ґрунту в зоні випинання, можна констатувати, що для пісків середньої щільності вони не відрізняються від значень, характерних для ґрунту природного складання.

У пухких пісках ущільнення ґрунту відбувається з поверхні, при цьому навколо палі утворюється воронка ущільнення, і значення R в цій зоні вищі, ніж для ґрунту природного складання.

У щільних пісках випинання особливо характерно, в зоні випинання ґрунт розпушується, про що свідчать значення R менші, ніж для ґрунту природного складання [79].

На рис. 2.7 кривої 2 окреслено контур зони ущільнення у пірамідальної палі, встановленої за методикою, викладеною в п. 2.1. У загальному випадку цей контур близький до еліпсоїда обертання. Максимальний діаметр цієї зони D знаходиться на глибині $h_c = 1.3b_p$. В межах цієї глибини відбувається взаємодія зони випинання і зони ущільнення ґрунту. Випинання на поверхню припиняється на глибині нижче h_c .

Зменшення діаметра зони ущільнення біля вістря палі відбувається через зменшення діаметра палі. У верхній частині палі зменшення діаметра зони ущільнення пояснюється за рахунок випинання ґрунту на поверхню.

Нижня межа зони ущільнення проходить на глибині $1,28 b'_p$ нижче вістря палі. Це відповідає куту ядра ущільнення $42,5^\circ$ [79].

На рис. 2.17 показано будову «зони впливу» у фундаменту в пробитій свердловині без розширення.

Як і для пірамідальних паль до глибини h_c простежується можливість випинання ґрунту на поверхню, а нижче цієї глибини зона ущільнення має форму циліндра. Нижня межа її визначається за таким же принципом, як і для пірамідальних паль.

На рис. 2.18 показано будову «зони впливу» у фундаменті в пробитій свердловині з розширенням в нижній частині з втрамбованого щебня.

Характерним для цієї конструкції є розширення зони ущільнення паралельно зі збільшенням діаметра фундаменту. Нижня межа зони ущільнення і в цьому випадку встановлена на глибині, відповідній вістря ядра ущільнення з кутом розкриття $42,5^\circ$, основа якого дорівнює діаметру розширення.

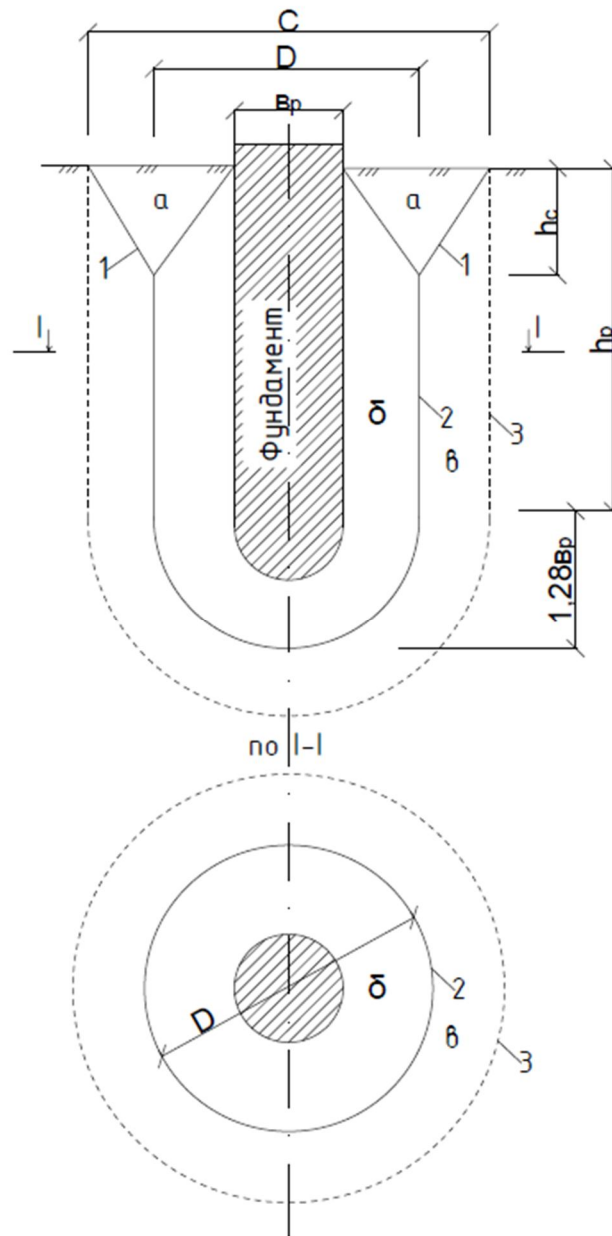


Рис. 2.17 – Будова «зони впливу» у палі в пробитій свердловині без розширення:
 а – зона випинання; б – зона ущільнення; в – перехідна зона; межі зон:
 1 – випинання; 2 – ущільнення; 3 – впливу

Пунктиром на малюнках показано обрис «зони впливу», яка за формою повторює зону ущільнення. Раніше було зазначено, що в цій зоні відбувається часткове порушення структури ґрунту без зміни положення частинок. Від дії цих напружень в проміжній зоні можливе лише часткове руйнування структурних зв'язків.

Розглянутими вище методами (пенетрації та зондування) не представляється можливим зафіксувати будь-які зміни в цій зоні.

Залежність для визначення «зони впливу» (зони деформації) була встановлена В.Г. Березанцевим у вигляді (2.3). Єдиною характеристикою ґрунту в ній є кут внутрішнього тертя φ .

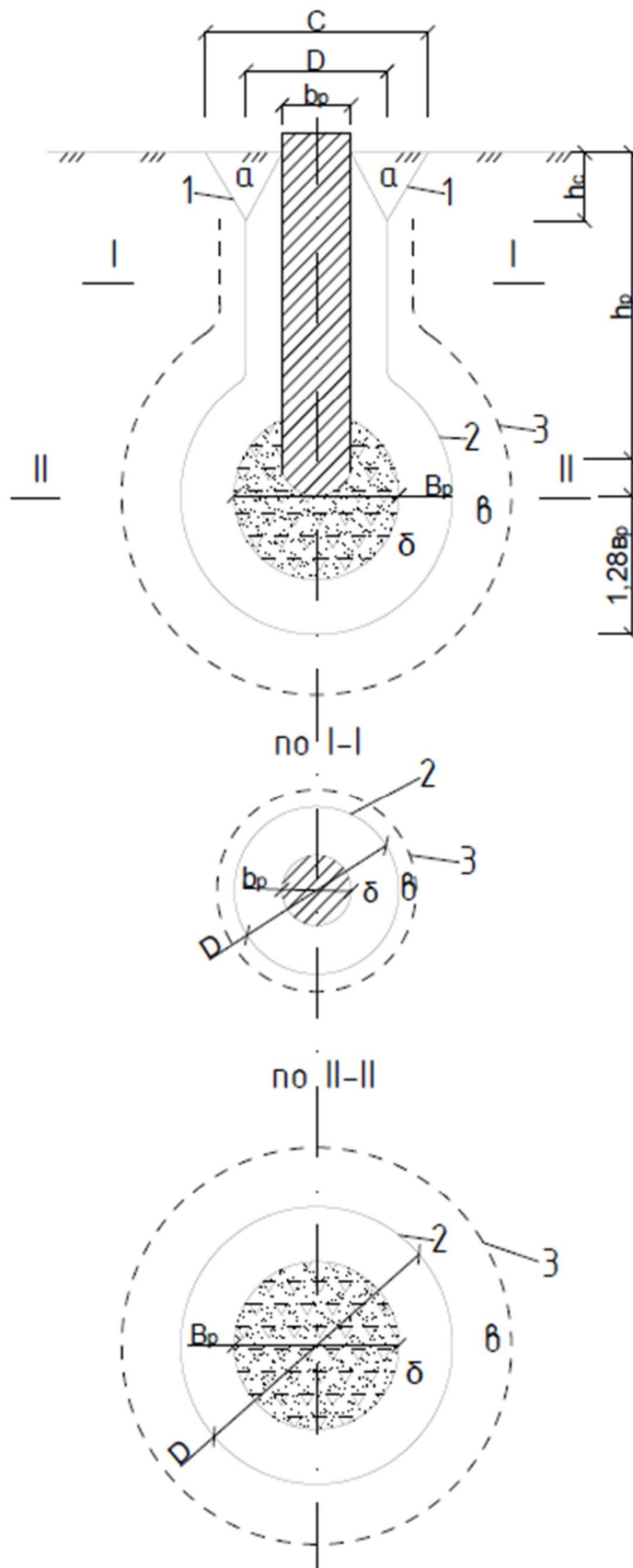


Рис. 2.18 – Будова «зони впливу» біля палі в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з втрамбованого щебню: а – зона випинання; б – зона ущільнення; в – перехідна зона; межі зон: 1 – випинання; 2 – ущільнення; 3 – впливу

Чим більше φ , тим більша «зона впливу» фундаменту. Це в повній мірі відповідає загальним уявленням про занурення фундаментів та їх моделей в піщані та глинисті ґрунти [14, 19, 33, 79]. Нами поки розглянута можливість визначення меж зони ущільнення. Тому на рис. 2.10 наведені узагальнені дані залежності

$$\frac{D}{b_p} = f(\varphi^\circ); \quad (2.4)$$

де D – максимальний діаметр зони ущільнення ґрунту; b_p – діаметр палі.

Крива 1 на рис. 2.19 встановлена для пірамідальних палей і b'_p – сторона квадратного перерізу палі на рівні поверхні ґрунту.

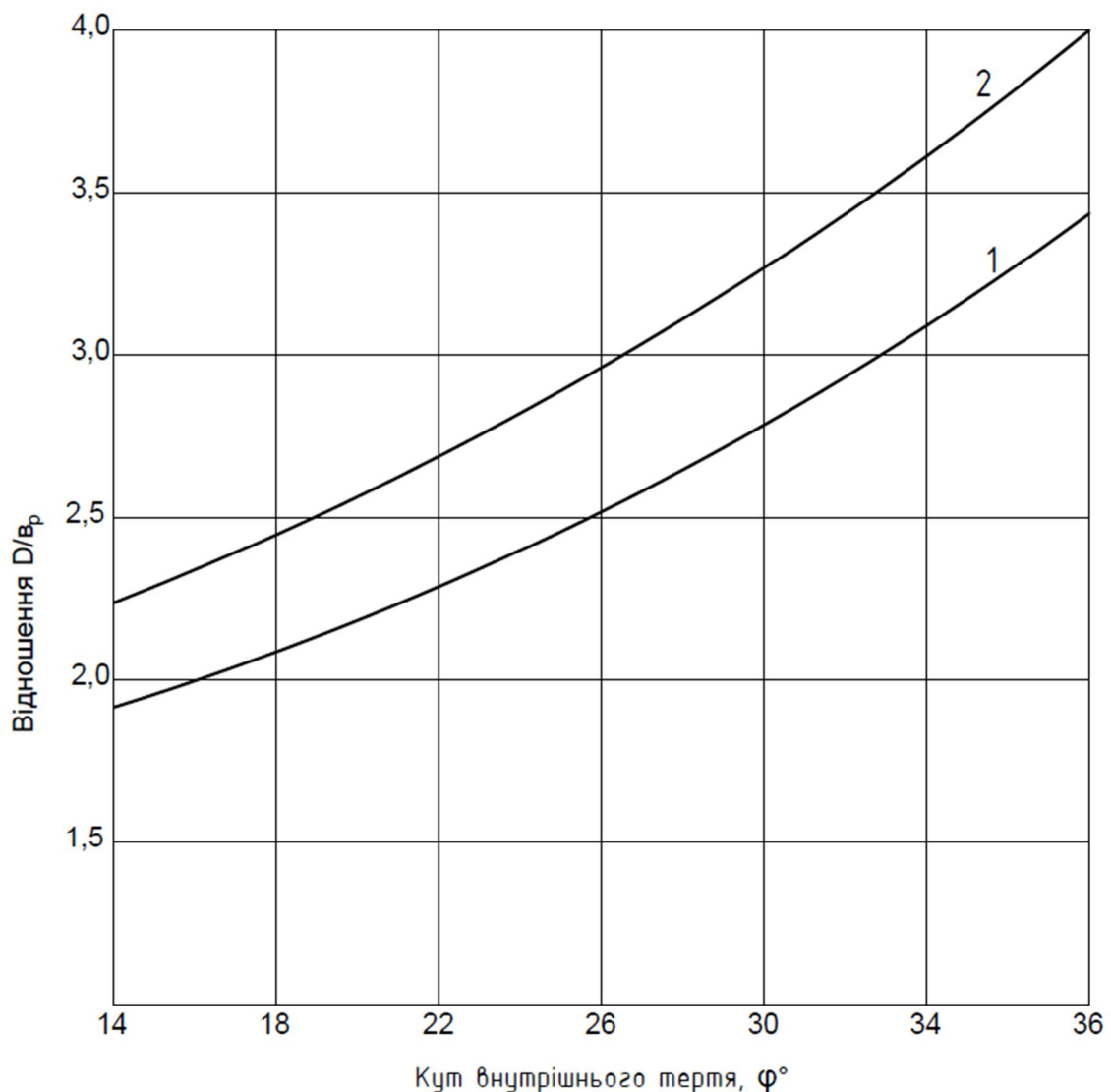


Рис. 2.19 – Залежність між відношення D/b_p і кутом внутрішнього тертя φ для фундаментів: 1 – конічних і пірамідальних; 2 – призматичних і циліндричних

Крива 2 (рис. 2.19) встановлена за даними досліджень основи набивних паль у пробитих свердловинах. Як впливає з порівняння D/b_p при $\varphi = const$ більше для циліндричних фундаментів. Та при більш детальному аналізі маємо зворотну залежність. Для прикладу при $\varphi = 30^\circ$ для пірамідальних паль $D/b_p = 2,73$; для циліндричних $D/b_p = 3,25$. Відношення цих значень складає 1,17. Якщо для пірамідальної палі замість b_p взяти значення, відповідне по глибині D , то відношення складе 1,7. З цього випливає, що наявність похилих граней у фундаменту допомагає формуванню більш розвиненої зони ущільнення в порівнянні з циліндричними фундаментами. Причиною цього явища слід вважати наявність горизонтальних напружень у ґрунті при навантаженні пірамідальної палі.

Якщо використовувати твердження Бартоломія А.О. [11] про параболічний закон зміни коефіцієнта пористості в зоні ущільнення паль з постійним перетином стовбура по висоті, то можна отримати аналітичний вираз для визначення діаметра зони ущільнення.

Професор Бартоломій А.О. виходив з наступних передумов.

1. Ґрунт витісняється палями в горизонтальному напрямку, і зона ущільнення одиночної палі має форму циліндру.

2. Щільність ґрунту досягає свого максимального значення на грані палі (тобто в щільній оболонці).

3. Межу зони ущільнення слід визначати на тій відстані від осі палі, де коефіцієнт пористості ґрунту відповідає величині для ґрунту природної структури.

Розглянута схема відповідає умові тривалого статичного завантаження основи, коли можлива консолідація. При зануренні фундаментів у ґрунт сучасним обладнанням цей процес здійснюється в короткий час, за яке практично не може статися віджимання води з пор ґрунту. Тому додатково до передумов проф. Бартоломія А.О. було введено поняття активної пористості ґрунту [140, 158, 225]

$$e_a = \frac{\rho_b \rho_d + (\rho_a - \rho_d) S_r}{\rho_d + (\rho_s - \rho_d) S_r} \quad (2.5)$$

При виведенні розрахункової формули прийнято, що коефіцієнт e_a убуває до межі зони ущільнення по кривій другого порядку, вплив зони ущільнення сусідніх фундаментів не враховується. Закон зміни e_a для розглянутого перетину визначається виразом

$$e_{ax} = e_a - \frac{8(e_a - e_{amin})}{(D - b_p)^3} x^3; \quad (2.6)$$

де e_{ax} – коефіцієнт активної пористості на відстані x від початку координат; e_a – коефіцієнт активної природного ґрунту; e_{amin} – мінімальне значення коефіцієнта активної пористості в межах зони ущільнення.

Для визначення e_{amin} можна скористатися теоретичної залежністю, яка добре підтверджується натурними визначеннями при дослідженні зон ущільнення

$$e_{amin} = 0.5 - 0.5S_r. \quad (2.7)$$

На підставі вищесказаного діаметр зони ущільнення для циліндричних і призматичних фундаментів визначається за формулою

$$D = b_p^3 \sqrt[3]{\frac{1 + e_a}{e_a - e_{amin}}}. \quad (2.8)$$

Користуючись закономірністю (2.6), в межах зони ущільнення виділяють область із заданим значенням щільності сухого ґрунту e_{ax}

$$X = \frac{D - b_p}{2} \sqrt[3]{\frac{e_a - e_{ax}}{e_a - e_{amin}}}. \quad (2.9)$$

Тоді діаметр таких зон слід визначати за формулою

$$D_s = D - 2x. \quad (2.10)$$

Якщо повернутися до позначень, прийнятим у формулі (2.4), то

$$\frac{D}{b_p} = \sqrt[3]{\frac{1 + e_a}{e_a - e_{amin}}}. \quad (2.11)$$

Розрахунок величини параметру D/b_p за формулою (2.11) був проведений для ґрунтових умов біліше 50 різних майданчиків у піщаних і глинистих ґрунтах. При нанесенні розрахункових значень на графіку в координатах « $D/b_p - \varphi^\circ$ » вони апроксимуються кривою 2 на графіку рис. 2.19.

Виключення склали розрахункові значення при $S_r \geq 0,8$, бо вони виявилися завищеними. Після виключення цих значень коефіцієнт варіації залежності склав $v = 0,035$.

Перевага викладеної вище методики розрахунку діаметра зони ущільнення полягає в тому, що вона дозволяє обмежувати зону ущільнення заданою величиною щільності сухого ґрунту ρ_d , що в деяких випадках (див. нижче, наприклад [158]) має практичне значення.

До недоліків методики слід віднести непридатність її до ґрунтів, в яких коефіцієнт водонасичення $S_r \geq 0,8$, а також для оцінювання зони ущільнення пірамідальних паль, для яких виходять занижені значення з огляду на неврахування складових напружень у ґрунті.

Запропонована методика дозволяє однозначно визначити межі зони поширення ущільнення ґрунту у розглянутих фундаментів по висоті та в плані. Це є необхідною умовою розрахунку таких фундаментів за будь-якою методикою.

2.3 Модельні дослідження розмірів «зони впливу» при зануренні фундаментів

На цьому етапі досліджень прийнято вважати, що межа «зони впливу» проходить у тих точках, віддалених від фундаменту, в яких можливо зафіксувати зміну напруженого стану при зануренні або завантаженні фундаменту. Зазвичай завдання визначення напруження в ґрунті дослідним шляхом вирішується за допомогою постановки різного типу датчиків (струнних, тензометричних, гідравлічних, електромагнітних і т. ін.) [11, 13, 79]. Ці роботи вимагають великих витрат, для їх виконання потрібно спеціальне обладнання. Але такі дослідження не завжди дають однозначні результати. На дані випробування в значній мірі впливають умови контакту датчика з ґрунтом.

У цьому розділі розглянуто прямий спосіб оцінювання зони поширення напружень на моделі основи з конічним фундаментом. Заснований він на ефекті впливу стінок кільця при проведенні penetраційних випробувань, встановленому раніше при лабораторних дослідженнях пісків [79]. Ефект полягає в тому, що при зануренні конічного наконечника в ґрунт, укладений в металеве кільце, на певній глибині опускання наконечника відбувається порушення інваріантності опору penetрації q (показника penetрації U), яке однозначно визначає досягнення межею «зони впливу» наконечника стінок кільця.

Для виявлення описаного ефекту було сконструйовано пристосування до пенетрометра ЛП-1, конструкція якого показана на рис. 2.20.

На металевій пластині товщиною 2 мм закріплено металеве кільце діаметром 140 мм і висотою 90 мм. Всередині цього кільця можливо закріплювати на пластині кільце меншого діаметра й висоти. В якості моделі палі використаний металевий конічний наконечник висотою 95 мм і діаметром в основі 30 мм. Кут між твірною конуса та вертикаллю $\alpha = 9^\circ$. Підбираючи діаметр і висоту внутрішнього кільця, можливо створити умови, при яких вплив стінки кільця проявлявся б на різних глибинах занурення конусу.

В якості ґрунтів використовувалися лесовані супіски та суглинки порушеної структури в широкому діапазоні щільності-вологості, всього було приготовлено 15 станів цих ґрунтів, для яких постійними були: число пластичності I_p ; вологість W ; щільність сухого ґрунту ρ_d . Для кожного стану ґрунту проводилися випробування на одноплощинне зрушення відповідно до ДБН В.2.1-10-2009 [65] для визначення кута внутрішнього тертя ґрунту.

Зразки для penetрації виготовляли шляхом пошарового ущільнення ґрунту всередині кільця заданою кількістю ударів трамбування. Після зачистки більшого кільця пристосування зважували.

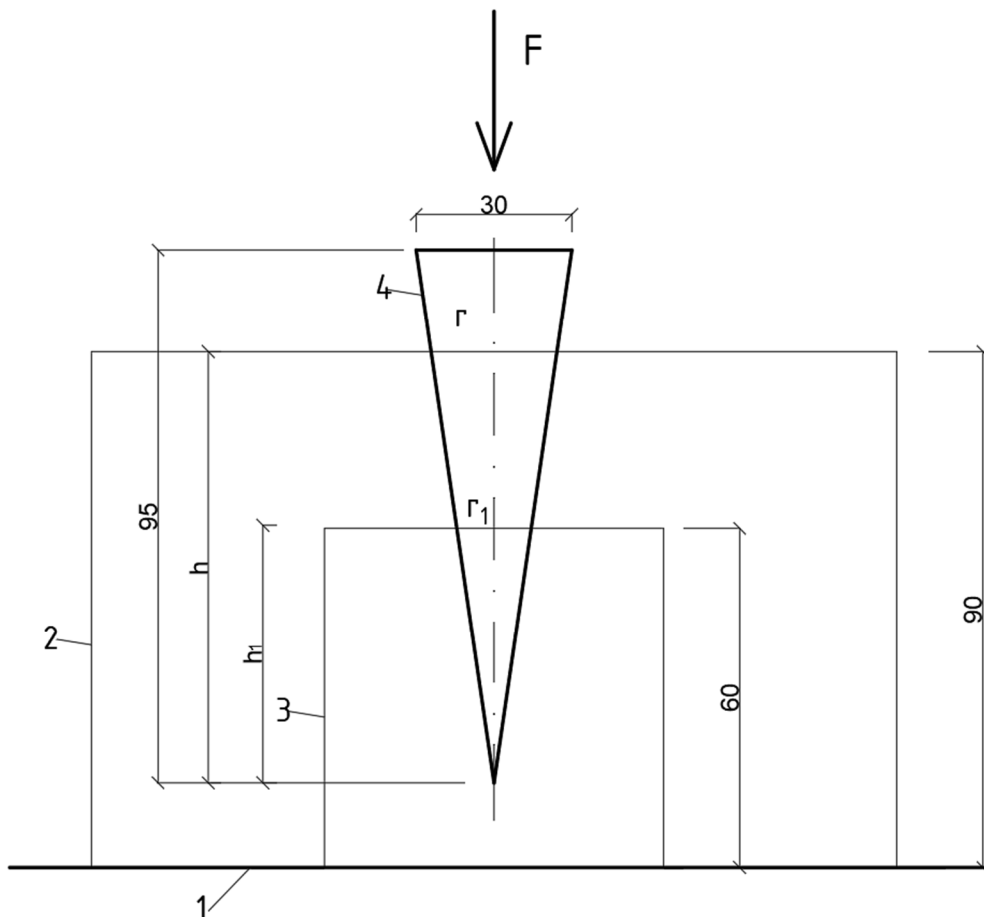


Рис. 2.20 – Пристосування до лабораторного пенетромтра ЛП – 1:
 1 – металічна пластина; 2 – зовнішнє кільце-обойма;
 3 – внутрішнє кільце-обойма; 4 – конічний наконечник

Наконечники занурювали в ґрунт за допомогою лабораторного пенетромтра ЛП-1 ступінчатим прикладанням навантаження. Кожну ступень навантаження витримували протягом 60 с і фіксували глибину занурення наконечника.

Результат кожного пенетраційного випробування представляли в координатах «зусилля пенетрації, F – квадрат глибини занурення конічного наконечника, h^2 ». Типові графіки пенетрації для п'яти станів дослідних ґрунтів наведені на рис. 2.21.

Якщо зразок ґрунту однорідний за своїми фізико-механічними властивостями, графік пенетрації повинен мати властивість інваріантності опору пенетрації, q . Ця властивість проявляється в тому, що експериментальні точки повинні групуватися з мінімальним розсіюванням біля осереднених прямих, що проходять поблизу початку координат.

Як впливає з графіків, наведених на рис. 2.21, властивість інваріантності проявляється у всіх випробуваннях лише до певної глибини занурення конічного наконечника, за якою слідує однозначне відхилення експериментальних точок від осередненою прямих вбік збільшення зусилля пенетрації.

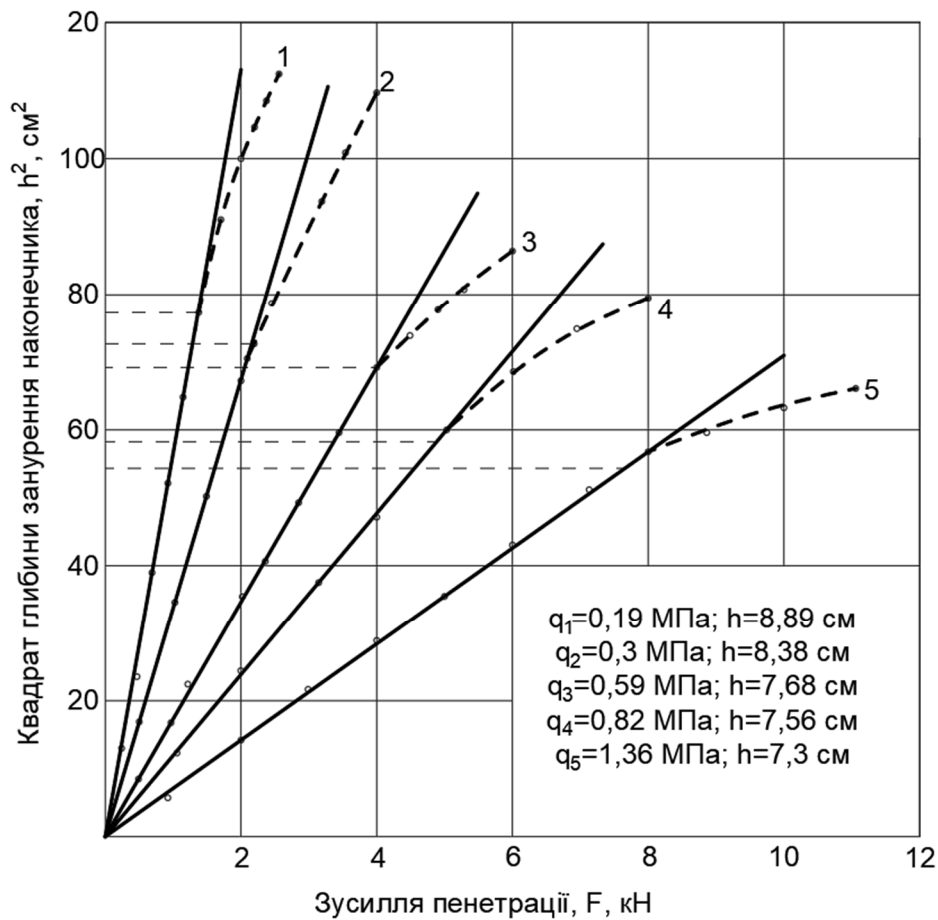


Рис. 2.21 – Графіки інваріантності опору penetрації q (1 – 5) для різних значень щільності ґрунту

З огляду на те, що умови досвіду гарантували однорідність зразків ґрунту порушеної структури, причиною порушення інваріантності опору penetрації, q , слід вважати досягнення в процесі занурення конуса «зоною впливу» стінок великого чи малого кільця.

Залежно від співвідношення діаметрів концентрично розташованих кілець і діаметрів частини конічного наконечника по їх верхньому обрізу однозначно визначали на якій глибині зразка зафіксований досягається ефект. Всього в цій серії експерименту було 55 прямих визначень діаметра зони впливу. За результатами випробувань на зрушення діапазон кута внутрішнього тертя склав $\varphi = 12^\circ - 26^\circ$.

На рис. 2.22 ці дані представлені частиною кривої 2 у відповідному діапазоні кута внутрішнього тертя ґрунту.

Для дослідження характеру залежності $D/b_p = f(\varphi^\circ)$ при великих значеннях кута внутрішнього тертя ґрунту були використані дослідження Зоценка М.Л., проведені в 1967 році й опубліковані в науковій літературі.

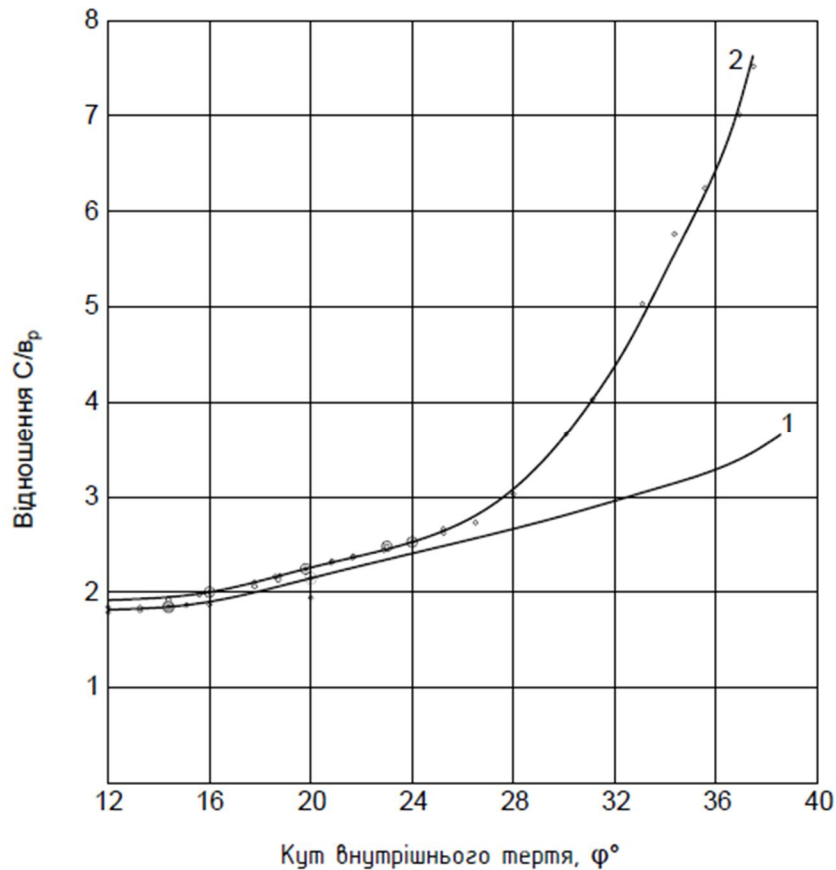


Рис. 2.22 – Графіки залежності відношення C/b_p від кута внутрішнього тертя ґрунту φ ; криві для визначення діаметрів: 1 – зони ущільнення; 2 – зони впливу

Досліди були проведені з дрібним, кварцовим, однорідним повітряно-сухим піском, який при різній щільності укладали в металеві кільця-обойми діаметрами 7,14; 8,5; 10,8 і 12,0 см. При цьому використовувався конічний наконечник з кутом між твірною і вертикаллю $\alpha = 15^\circ$ і висотою $h = 6$ см.

Приєм для визначення розмірів «зони впливу», застосований в цьому випадку, аналогічний описаному вище.

На рис. 2.13 результати цих дослідів представлені частиною кривої 2 в діапазоні значення кута внутрішнього тертя $\varphi = 22^\circ - 38^\circ$. Кожна експериментальна точка цієї частини кривої встановлена за результатами п'яти паралельних випробувань.

Як впливає з графіка рис. 2.21 крива 2 однозначно інтерпретує результати випробувань, виконаних в 1967 р. з піщаними ґрунтами і в 1991 р. з глинистими. Рівняння цієї кривою, встановлене в результаті кореляційного аналізу, має вигляд

$$\frac{C}{b_p} = 1.79 + 4.76 \times 10^{-7} \varphi^{4.5} \quad (2.12)$$

при коефіцієнтах кореляції $r = 0,995$ і варіації $v = 0,048$.

На цьому ж малюнку показана крива 1, встановлена для пірамідальних паль за результатами польових випробувань зони ущільнення методами penetрації та зондування (рис. 2.19). У даному випадку прийнято умова $C = D$. Відповідне рівняння має вигляд

$$\frac{C}{b_p} = 1.39 + \exp(0.024 \times \varphi^\circ) \quad (2.13)$$

при коефіцієнтах кореляції $r = 0,99$ і варіації $v = 0,024$.

Проведені дослідження показали, що для глинистих ґрунтів з кутом внутрішнього тертя $\varphi \leq 25^\circ$ межа «зони впливу» практично збігається з межею зони ущільнення ґрунту. Однак, для піщаних ґрунтів, при $\varphi > 25^\circ$ «зона впливу» біля основи пірамідальних паль перевищує розміри зони ущільнення. Ця різниця тим більше, чим щільніше пісок, або більше його кут внутрішнього тертя. Можна припустити, що для водонасичених глинистих ґрунтів отримана закономірність не може бути застосована через причину, що названа вище. За характером передачі напружень у ґрунті при короткочасному завантаженні (при забиванні фундаментів або їх статичних випробуваннях) водонасичені пілуваті ґрунти ближче до щільних пісків.

Встановлені закономірності наявності чи відсутності перехідної зони в різних ґрунтах пов'язані з явищем «помилкової відмови» при зануренні в них фундаментів. Саме в цій зоні, а не в зоні ущільнення відбуваються явища, що визначають часовий чинник при оцінюванні несучої здатності фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту.

2.4 Експериментальні дослідження мінливості параметрів зони ущільнення у часі

Як було розглянуто вище, переважна більшість методик розрахунку основи фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, враховують параметри зони ущільнення в значеннях, сформованих в процесі будівництва. У зв'язку з цим актуальним є питання про стійкість параметрів зони ущільнення у часі. Вище, в розділі I, були розглянуті роботи, присвячені стійкості в часі зони ущільнення. У них відзначені діаметрально протилежні думки з поставленого питання: зона ущільнення в часі зникає, ґрунт втрачає щільність, або ж зона ущільнення в часі стабільна, а міцність ґрунту в її межах з часом збільшується. Мабуть, усі точки зору можна вважати реальними, якщо при цьому ретельно провести аналіз особливостей інженерно-геологічної будови дослідних майданчиків, а також особливості умов експлуатації основ і фундаментів.

Якщо основи і фундаменти піддаються таким явищам як морозне здимання, просідання, значні динамічні дії, агресивна дія підземних вод і т. ін., то в подібних випадках необхідно визначити умови, за яких можливе порушення чи навіть повне руйнування зони ущільнення.

При дотриманні загальновідомих умов експлуатації основ і фундаментів (не наражати їх антропогенному порушенню, не допустити вивітрювання і т. ін.) в природних умовах, де не проявляється дія складних інженерно-геологічних процесів, зона ущільнення зберігає свої параметри протягом тривалого часу експлуатації будівель і споруд.

Проводились довготривалі спостереження за станом зон ущільнення фундаментів, влаштованих без виймання ґрунту, в різних ґрунтових і експлуатаційних умовах. Розглянемо результати цих спостережень за дослідними майданчиком. Майданчик «Вантажний двір» розташовано на території станції Кременчук Південної залізниці. Ґрунти майданчика представлено алювіальними відкладами р. Ворскли, а саме пісками дрібними, кварцовими, середньої щільності від середнього ступеню водонасичення до насичених водою. Ґрунтові води в період організації майданчика були на глибині 1,7 м від земної поверхні. В результаті сезонних і багаторічних коливань вони піднімалися до 0,6 м нижче цієї поверхні.

На дослідному майданчику було занурено 12 залізобетонних пірамідальних паль з такими геометричними розмірами $b_1 = 0,7$ м; $b_p = 0,07$ м; $h_p = 2,0$ м; $\alpha = 9^\circ$. Відстань між палями було прийнято 5 – 6 м. Для занурення паль був використаний віброзанурювач ВП-1 з болтовим захватом в якості навісного обладнання на автомобільному крані К-161. Голови всіх паль занурені на 0,6 м нижче земної поверхні.

Оцінюючи умови експлуатації паль дослідного майданчика, можна відзначити наступне:

- 1 – палі не завантажені експлуатаційним навантаженням протягом всього терміну досліджень;
- 2 – виключено вивітрювання основи дослідних паль, а також сезонне промерзання-розтавання;
- 3 – протягом терміну експлуатації основа паль піддається сезонному коливанню рівня ґрунтових вод з амплітудою, що дорівнює висоті палі;
- 4 – на основу паль не діють динамічні навантаження, хімічний склад ґрунтових вод залишається незмінним.

Всі палі майданчика призначені для досліджень мінливості параметрів зони ущільнення протягом 50 років. Методика досліджень полягає в тому, що через певні проміжки часу (3-4 роки) проводиться відкопування наступних паль з метою вивчення розмірів зони ущільнення та якості ущільнення ґрунту в межах цієї зони. Опрацьована паля повторно використанню не підлягає, тому що її положення в ґрунті при цьому істотно порушується.

Для оцінювання параметрів зони ущільнення використано метод пенетрації, за допомогою якого на розкритих горизонтах по висоті палі за певною схемою проводили пенетрацію ґрунту з метою фіксації зміни його механічних властивостей з видаленням від палі (див. п. 2.1). Паралельно з

цих же горизонтів відбирали проби ґрунту на щільність-вологість. Межу зони ущільнення встановлювали шляхом статистичної обробки результатів пенетраційних випробувань за схемою, що описана вище.

У 1970 році зони ущільнення були досліджені у паль №1 і №2. Ці роботи були проведені через 45 діб після занурення палі в ґрунт. Всього межі зон ущільнення встановлені по десяти паралельним створам. Результати експериментів зведено в табл. 2.1.

Таблиця 2.1 – Результати вимірювань параметрів зони ущільнення у пірамідальних паль на майданчику м. Кременчук

№ палі	№ створу	Питомий опір пенетрації, R, МПа			Щільність сухого ґрунту, ρ_d , т/м ³			Розміри зони ущільнення, м	
		R_{max}	R_{min}	R	ρ_{dmax}	ρ_{dmin}	ρ_d	D	$h_{кр}$
		3	4	5	6	7	8	9	10
1	I – I	0.17	0.107	0.1385	1.736	1.666	1.701	2.36	0.76
1	II – II	0.18	0.103	0.1415	1.743	1.662	1.7025	2.20	0.63
1	III – III	0.175	0.109	0.142	1.747	1.671	1.709	2.30	0.65
1	IV – IV	0.192	0.11	0.151	1.764	1.68	1.722	2.27	0.60
1	V – V	0.198	0.108	0.153	1.739	1.669	1.722	2.22	0.67
2	I – I	0.178	0.115	0.1465	1.749	1.676	1.7125	2.30	0.74
2	II – II	0.164	0.117	0.1405	1.750	1.675	1.7125	2.10	0.80
2	III – III	0.175	0.114	0.144	1.750	1.676	1.7125	2.15	0.75
2	IV – IV	0.175	0.118	0.1465	1.765	1.683	1.724	2.21	0.72
2	V – V	0.190	0.12	0.155	1.763	1.684	1.7235	2.27	0.77
Середнє значення		0,1796	0,1121	0,1458	1,751	1,6742	1,7123	2,238	0,711
Коефіцієнт варіації		0,056	0,047	0,036	0,0056	0,0036	0,0047	0,031	0,086

Визначені середні значення параметрів зони ущільнення на термін 60 діб після занурення палі:

1 – питомий опір пенетрації в зоні ущільнення при коефіцієнті варіації v : максимальне значення $R_{max} = 0,178$ МПа при $v = 0,056$; середня величина $\bar{R} = 0,1395$ МПа при $v = 0,038$;

2 – щільність сухого ґрунту в зоні ущільнення при коефіцієнті варіації v : максимальне значення $\rho_{dmax} = 1,738$ т/м³ при $v = 0,056$ середня величина $\rho_d = 1,698$ т/м³ при $v = 0,05$;

3 – розміри зони впливу: максимальний діаметр $D = 222$ см при $v = 0,062$; відстань від голови палі до горизонтальної площини максимального діаметру зони ущільнення $h_{кр} = 0,62$ м при $v = 0,056$.

Отже, в 1970, 1974, 1977, 1984, 1987, 1991, 2008 рр. однозначно визначені обриси зон ущільнення десяти з дванадцяти паль, а також встановлені значення щільності сухого ґрунту ρ_d в їх межах. Методика досліджень за увесь час спостережень не мінялась, як і склад дослідників. Загальне керівництво роботами здійснював професор ПолтНТУ Хазін В.Й.

Результати вимірювання параметрів зони ущільнення у дослідних паль за період з 1970 по 2008 роки приведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2 – Результати вимірів зони ущільнення у пірамідальних паль на майданчику №12 м. Кременчук

Рік	№ паль	Питомий опір пенетрації, R, МПа			Щільність сухого ґрунту, ρ_d , т/м ³			Розміри зони ущільнення, м	
		R_{max}	R_{min}	R	ρ_{dmax}	ρ_{dmin}	ρ_d	D	h_{kp}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1970	1-2	0,18	0,112	0,146	1,74	1,751	1,701	2,24	0,71
1974	3-4	0,187	0,12	0,1535	1,727	1,652	1,69	2,28	0,61
1977	5	0,213	0,118	0,1655	1,764	1,685	1,7245	2,34	0,64
1984	6-7	0,200	0,123	0,1615	1,744	1,666	1,705	2,18	0,58
1987	8	0,181	0,121	0,1525	1,725	1,693	1,709	2,30	0,61
1991	9	0,20	0,109	0,1545	1,716	1,684	1,700	2,20	0,70
2008	10	0,207	0,119	0,1567	1,747	1,691	1,711	2,28	0,62
Середнє значення		0,195	0,116	0,1548	1,738	1,676	1,705	2,257	0,626
Коефіцієнт варіації		0,06	0,07	0,06	0,05	0,09	0,06	0,025	0,06

Зіставляючи середні параметри зони ущільнення і відповідні значення коефіцієнтів варіації, які наведені в табл. 2.1 і 2.2, можна стверджувати, що виміряні параметри близькі за своїми величинами. Точність встановлення параметрів зони ущільнення отримана за їхніми паралельними визначеннями в десятикратних повторях.

Викликає увагу, на скільки занижені значення питомих опорів пенетрації, отриманих в 1970 р., в порівнянні з даними наступних років досліджень. Так відмінність середнього значення \bar{R} по 1970 р. від середнього а наступні роки становить 13%, в той час, як в період з 1974 по 1991 така відмінність не перевищує 5%.

Отриманий ефект можна пояснити на підставі досліджень Г.А. Ліпсона і Т.С. Колодієвої [79], які встановили, що в процесі змінної гідратації та дегідратації кварцового піску в ньому з'являється зчеплення між зернами. На їх думку цей процес пов'язаний зі зміною інтенсивності полімолекулярної конденсації, що веде до потовщення аморфізованих плівок оксиду кремнію по мірі подовження термінів його контакту з водою. При цьому утворюється гідрогель кремнієвої кислоти



Міцність системи мінерал-вода проявляються при її дегідратації, як результат виникнення зв'язків між частками. Величина зчеплення зміцнення може досягати 20 – 30 кПа. При зануренні паль в ґрунт в зоні впливу відбувається руйнування зв'язків між частинками піску. Надалі при

змінної гідратації кварцового піску між частинками відновлюється зчеплення. Кут внутрішнього тертя піску залишається незмінним. Несуча здатність палі при цьому зростає. Цей процес проходить за затухаючої кривою і проявляється інтенсивно в перший рік експлуатації основ і фундаментів.

Другий майданчик досліджень розташовано на території нафтопереробного заводу в м. Кременчук. Під ґрунтовим шаром товщиною 0,6 м залягає суглинок лесований, твердий, просадочний. Потужність шару 7,8 м. Ґрунтові умови віднесено до першого типу по просадочності. При будівництві адмінкорпусу в якості фундаментів застосовано залізобетонні пірамідальні палі з розмірами $b_p = 0.8\text{ м}; b'_p = 0.07\text{ м}; h_p = 1.6\text{ м}; \alpha = 12.5^\circ$. Занурення палей було виконано віброзанурювачем ВП-1 з болтовим захопленням на крані К-161.

Особливості умов експлуатації цих палей полягають в наступному:

- протягом всього періоду експлуатації палі знаходяться під дією вертикальної розрахункового навантаження $N = 350\text{ кН}$;
- основа палей не підвладна вивітрюванню, сезонному промерзанню, динамічним діям;
- за весь період спостереження не відбувалося замокання просадочного ґрунту основи.

Методика визначення параметрів зони ущільнення полягала в тому, що обрані для дослідження палі відкопувати пошарово з боку вимощення будівлі й на кожному горизонті виконували пенетраційні випробування за описаною вище методикою. Після закінчення польових робіт шурф пошарово заповнювався суглинком з пошаровим ущільненням. Після його заповнення відновлювали вимощення будівлі. Такі роботи виконувалися в 1970, 1974, 1978 і 1991, 2008 рр. У жодному випадку не було помічено порушень несучих конструкцій в результаті нерівномірного осідання основ і фундаментів.

Результати вимірювань параметрів зони ущільнення палей у період з 1970 по 2008 рік наведені в табл. 2.3. Як впливає з табл. 2.3, значення параметрів зони ущільнення не зазнали істотних змін. Їх відмінність від середньої величини знаходиться в межах точності визначення параметрів, які досліджувались. Про це свідчать коефіцієнти варіації, наведені паралельно із середніми величинами дослідних параметрів.

На підставі цих даних можна зробити висновок про те, що в лесових ґрунтах при дотриманні вимог, що пред'являються до основи (виняток вивітрювання, промерзання-відтавання і ін.), а також без замокання ґрунту, параметри зони ущільнення залишаються без змін протягом тривалого проміжку часу.

Розглянуті результати визначень параметрів зони ущільнення в часі експлуатації фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, відносяться до умов їх статичного навантаження.

Таблиця 2.3 – Результати виміру параметрів зони ущільнення у пірамідальних паль на майданчику №7 м. Кременчук

Рік	№ паль	Питомий опір penetрації, R, МПа			Щільність сухого ґрунту, ρ_d , т/м ³			Розміри зони ущільнення, м	
		R_{max}	R_{min}	R	ρ_{dmax}	ρ_{dmin}	ρ_d	D	h_{kp}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1970	1-2	0,50	0,12	0,31	1,70	1,40	1,55	2,03	0,74
1974	3-4	0,48	0,23	0,30	1,69	1,41	1,55	2,02	0,68
1987	5	0,52	0,12	0,32	1,71	1,40	1,555	2,12	0,62
1991	6	0,47	0,12	0,299	1,63	1,40	1,54	2,00	0,70
2008	7	0,52	0,110	0,315	1,71	1,39	1,55	2,16	0,76
Середнє значення		0,493	0,119	0,309	1,608	1,4	1,549	2,07	0,7
Коефіцієнт варіації		0,041	0,037	0,027	0,007	0,0045	0,0032	0,030	0,070

Деякі транспортні споруди (такі, як високі залізничні платформи, естакади, опори контактної мережі тощо) завжди знаходяться поблизу шляху й піддаються динамічним впливам від руху важкої техніки залізниць. Визначення частоти та амплітуди коливань фундаментів показало, що в період проходження залізничного навантаженого товарного потягу частота коливань знаходиться в межах 30-40 Гц, амплітуда вертикальних коливань досягає 0,2 мм, а горизонтальних – 0,06 мм.

В якості фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, в перерахованих транспортних спорудах використовують фундаменти, що мають у нижній частині двотавровий поперечний переріз: пірамідальні палі з призматичної верхньою частиною; центрифуговані залізобетонні опори з подвійною конічністю стовбура.

В 1969 р. на п'ятому кілометрі перегону Харків-Чугуїв були влаштовані опори контактної мережі такого типу. Основою фундаментів опор слугують піски дрібні, кварцові, малого ступеня водоначисення, середньої щільності. Опори були встановлені вздовж головної дійової залізничної колії. У 1975 і 1984 роках п'ять з цих опор були розкопані для вивчення параметрів зони ущільнення. Результати досліджень наведено в табл. 2.4. Як видно з таблиці, протягом 15 років не відбулося помітних змін параметрів зони ущільнення фундаментів, занурених без виймання ґрунту. Відмінність окремих вимірювань від середніх значень знаходиться в межах точності визначень.

За допомогою віброзанурювача ВП-1 на відстані 3,5 м від осі головного шляху на п'ятому кілометрі ділянки Полтава-Карлівка занурено 27 фундаментів опор контактної мережі з пірамідальною частиною довжиною 1,9 м і призматичної довжиною 1,3 м з отвором для закладення опори контактної мережі. Діаметр опори в голові $b_p = 0,67$ м, кут між вертикаллю і гранню пірамідальної опори $\alpha = 9^\circ$. Основою фундаментів

були піски дрібні, кварцові, середньої щільності, малого ступеню водонасичення. Перед розкопками фундаменти були випробувані статичним горизонтальним навантаженням.

Таблиця 2.4 – Результати виміру зони ущільнення у опор ДС на відрізку Чугуїв-Харків, п'ятий кілометр Північної залізниці

Рік	№ паль	Питомий опір penetрації, R, МПа			Щільність сухого ґрунту, ρ_d , т/м ³			Розміри зони ущільнення, м
		R_{max}	R_{min}	R	ρ_{dmax}	ρ_{dmin}	ρ_d	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1975	1	0,27	0,14	0,205	1,71	1,59	1,65	2,1
1975	2	0,24	0,12	0,18	1,69	1,61	1,65	2,08
1975	3	0,26	0,14	0,200	1,68	1,58	1,63	2,12
1984	4	0,25	0,11	0,180	1,70	1,58	1,64	2,04
1984	5	0,30	0,12	0,210	1,72	1,57	1,645	1,98
Середнє значення		0,264	0,126	0,195	1,70	1,586	1,643	2,064
Коефіцієнт варіації		0,078	0,095	0,065	0,083	0,086	0,046	0,024

Застосовувалася penetраційна методика, що полягає у визначенні величин питомого опору penetрації на розкритих горизонтах за глибиною занурення фундаменту в процесі шурфування. Результати подано в табл. 2.5.

Таблиця 2.5 – Результати виміру параметрів зони ущільнення у опор контактної мережі з пірамідальною фундаментною частиною на п'ятому кілометрі відрізка залізничного шляху Полтава-Карлівка

Рік	№ паль	Питомий опір penetрації, R, МПа			Щільність сухого ґрунту, ρ_d , т/м ³			Розміри зони ущільнення, м
		R_{max}	R_{min}	R	ρ_{dmax}	ρ_{dmin}	ρ_d	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1974	1	0,25	0,1	0,175	1,71	1,52	1,615	2,12
1974	2	0,33	0,096	0,213	1,76	1,51	1,635	2,30
1975	3	0,35	0,094	0,222	1,74	1,50	1,62	1,96
1977	4	0,28	0,11	0,195	1,70	1,51	1,605	2,04
1984	5	0,23	0,087	0,159	1,68	1,50	1,59	2,16
1987	6	0,34	0,085	0,212	1,73	1,49	1,61	2,20
1991	7	0,31	0,094	0,202	1,72	1,52	1,62	2,05
Середнє значення		0,30	0,095	0,197	1,72	1,507	1,614	2,12
Коефіцієнт варіації		0,14	0,081	0,106	0,014	0,068	0,081	0,050

Період дослідження на майданчику №1 налічує 19 років, протягом яких зона ущільнення пірамідальних паль знаходилась під дією динамічних навантажень.

2.5 Деякі особливості формування зони ущільнення фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту

На дослідному майданчику в пісках мілких, середньої щільності, малого ступеня водонасичення були досліджені параметри зони ущільнення фундаменти опор контактної мережі з пірамідальною нижньою частиною. Для цього використано пенетраційний метод з послідовним відкопуванням фундаментів. Досліджено чотири фундаменти, кожний з яких розкопувався з усіх чотирьох граней. Тож визначено обриси зони ущільнення:

- у площині, перпендикулярній, дії горизонтальної сили – 8 значень;
- у площині дії горизонтальної сили з боку передньої грані – 4 величини;
- у площині дії горизонтальної сили з боку задньої грані – 4 значення.

На рис. 2.23, а приведено обриси зони ущільнення узагальнених по всім значенням для фундаменту опори контактної мережі, заздалегідь випробуваної статичним граничним горизонтальним навантаженням. З рисунка видно, що в площині перпендикулярній дії горизонтального навантаження межі зони ущільнення ґрунту співпадають зі встановленими для паль, що не були випробувані горизонтальним навантаженням (крива 1). В площині дії горизонтальної сили зона ущільнення істотно змінилась. З боку передньої грані палі відзначено збільшення радіусу зони ущільнення по відношенню до мінімального в 1,22 рази при коефіцієнті варіації $v = 0,082$; а по відношенню до діаметру на відповідній позначці в 1,52 рази при коефіцієнті варіації $v = 0,111$.

З боку, протилежного межі, в нижній частині зони ущільнення відзначено збільшення радіусу зони ущільнення: по відношенню до максимального в 1,08 рази при коефіцієнті варіації $v = 0,09$, а по відношенню до діаметра на відповідній позначці в 1,32 рази при коефіцієнті варіації $v = 0,12$.

На рис. 2.23, б подано дані аналогічних досліджень, виконаних для пірамідальних паль, занурених у суглинок лесований, твердий, просадочний на дослідному майданчику в с. Стасі Полтавського району. Характер зміни меж зони ущільнення після докладання граничного горизонтального навантаження – однозначний описаному вище. Відзначається менш суттєва зміна меж у глинистому ґрунті в порівнянні з піщаним.

На рис. 2.23, в показані результати дослідження меж зони ущільнення у фундаменту в пробитій свердловині без розширення в нижній частині, попередньо випробуваного граничної горизонтальним навантаженням.

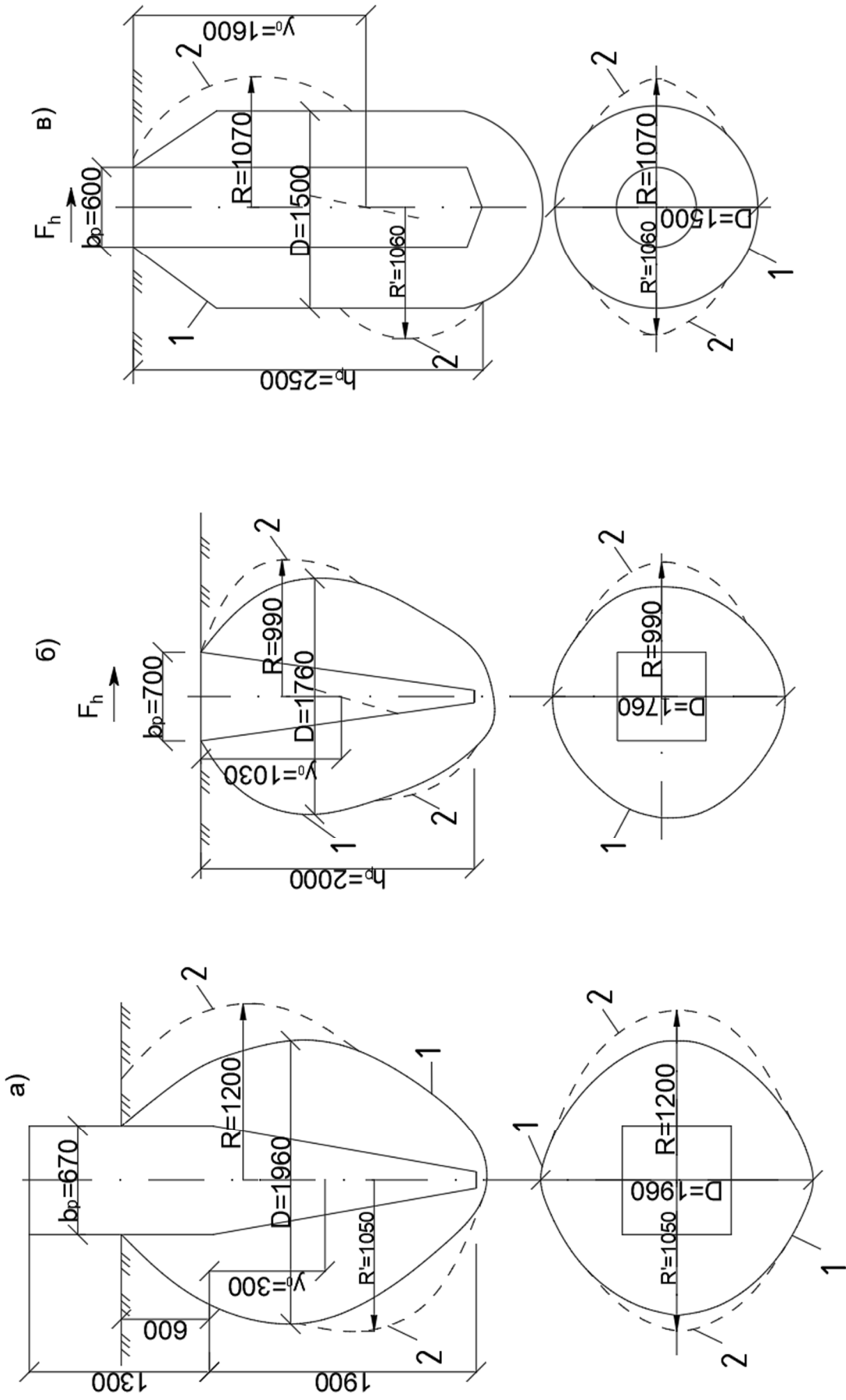


Рис. 2.23 — Межі зон ущільнення, сформовані дією навантаження:

1 — вертикального; 2 — горизонтального; для фундаментів:

а — опор контактної мережі; б — пірамідальної палі; в — в пробитій свердловині

Дослідження проведені на майданчику в с. Супрунівка, Полтавського району в суглинках лесованих, твердих, просадочних, високопористих. Як випливає з рисунка, зміна меж зони ущільнення як у верхній, так і в нижній частині стовбура фундаменту однакова. Радіус додаткової зони в 1,4 рази більше радіуса ущільнення до прикладання горизонтального навантаження.

Отримані обриси зон ущільнення свідчать про те, що при дії горизонтального навантаження чи згинального моменту розглянуті фундаменти повертаються в ґрунті щодо деякої точки повороту на осі фундаменту. Глибину розташування точки повороту y_o , виходячи з умови про абсолютну жорсткість фундаменту можливо визначити з формули

$$y_o = \frac{h_p \left[\frac{b_p}{3} - \frac{h_p}{2} \operatorname{tg} \alpha \right] + H \left[\frac{b_p}{2} - \frac{2}{3} h_p \operatorname{tg} \alpha \right]}{h_p \left[\frac{b}{2} - \frac{2}{3} h_p \operatorname{tg} \alpha \right] + H(b_p - b_p \operatorname{tg} \alpha)}, \quad (2.15)$$

де H – плече додатка горизонтальної сили над торцем фундаменту.

Виходячи із прийнятого положення про поведінку розглянутих фундаментів під дією горизонтального навантаження, неважко пояснити деяку несиметричність додаткових зон ущільнення у пірамідальних фундаментів. У той час, як для циліндричного фундаменту додаткові зони ущільнення в верхній і нижній частинах приблизно однакові.

Слід також зазначити, що переміщення фундаментів на рівні земної поверхні при статичних випробуваннях горизонтальним навантаженням склало, U ,: для а) $U = 4,0$ см; б) $U = 2$ см; в) $U = 3,8$ см. Без сумніву, величина горизонтального переміщення фундаментів, у свою чергу, впливає на величину додаткових зон ущільнення ґрунту.

Результати цих досліджень з вивчення меж додаткових зон ущільнення ґрунту, викликаних дією горизонтального навантаження, можуть бути використані при призначенні мінімальних розмірів між сусідніми фундаментами, які працюють на горизонтальне навантаження як поодинокі.

Влаштування лідируючих свердловин в ґрунті сприяє полегшенню занурення паль і фундаментів. Є очевидним, що обсяг лідирування погіршує умови утворення зони ущільнення при зануренні фундаментів: несуча здатність їх при цьому зменшується.

З метою вивчення впливу обсягу лідируючої свердловини на умови формування зони ущільнення на дослідному майданчику №18 в с. Піщане, Сумської області, складеної суглинком напівтвердим, були занурені 13 пірамідальних паль двох типорозмірів у різні лідируючі свердловини.

На рис. 2.24 показані обриси зони ущільнення у пірамідальній палі СП-0,8-2-0,1. Як випливає з графіка зі збільшенням обсягу лідируючої свердловини діаметр зони ущільнення зменшується. При цьому відбувається вирівнювання діаметра зони ущільнення за довжиною палі.

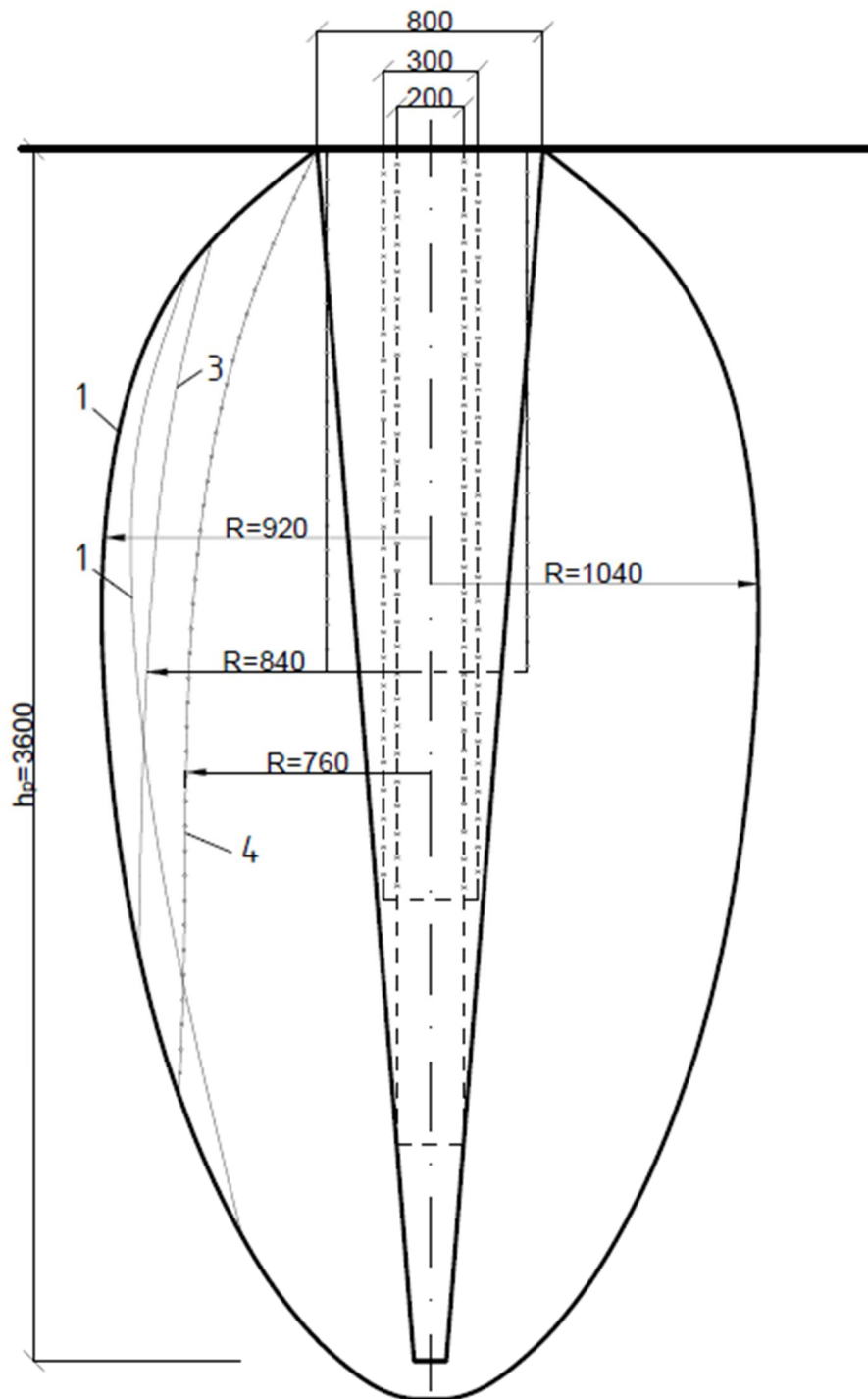


Рис. 2.24 – Форма меж зони ущільнення у пірамідальній palі з об'ємом лідируючої свердловини: 1 – без лідирування; 2 – $0,1 \text{ м}^3$; 3 – $0,13 \text{ м}^3$; 4 – $0,45 \text{ м}^3$

Дані вимірювань параметрів лідируючих свердловин і зон ущільнення всіх 13 palей зведено в табл. 2.6. З неї видно, що зі збільшенням обсягу лідируючої свердловини в зоні ущільнення знижується середня величина ρ_d і, відповідно, питомий опір penetрації, R . Залежність між відношенням обсягів лідируючої свердловини й palі, $V_{\text{л}}/V_{\text{п}}$, і відношенням діаметру зони ущільнення до діаметру palі, $D/b_{\text{п}}$, подано на рис. 2.25.

Таблиця 2.6 – Результати вимірів параметрів зон ущільнення пірамідальних палів, занурених у ґрунт шляхом лідирування

№	Розміри палів			Розміри лідируючих свердловин			Питоме зчеплення, МПа			Щільність сухого ґрунту, т/м ³			Відношення
	b _p , м	b _p , м	α°	Діаметр, м	Довжина, м	Об'єм, м ³	R _{max}	R _{min}	R	ρ _{dmax}	ρ _{dmin}	ρ _d	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
1	0.8	3.6	5.55				0.38	0.18	0.28	1.71	1.47	1.59	2.6
2	0.8	3.6	5.55				0.45	0.19	0.32	1.73	1.48	1.605	2.4
3	0.8	3.6	5.55	0.3	2.3	0.16	0.32	0.21	0.265	1.68	1.51	1.595	2.1
4	0.8	3.6	5.55	0.6	1.6	0.45	0.33	0.17	0.25	1.68	1.47	1.565	1.9
5	0.8	3.6	5.55	0.2	3.0	0.1	0.35	0.20	0.26	1.70	1.50	1.60	2.3
6	0.9	2.0	11.3				0.39	0.19	0.29	1.72	1.49	1.605	2.48
7	0.9	2.0	11.3	0.6	1.6	0.45	0.32	0.20	0.26	1.64	1.51	1.575	1.78
8	0.9	2.0	11.3	0.6	1.0	0.28	0.36	0.22	0.29	1.63	1.51	1.57	1.68
9	0.9	2.0	11.3	0.3	1.5	0.106	0.35	0.19	0.27	1.70	1.48	1.59	2.28
10	0.9	2.0	11.3	0.2	2.0	0.063	0.34	0.18	0.26	1.71	1.49	1.6	2.33
11	0.9	2.0	11.3	0.2	1.5	0.047	0.42	0.20	0.31	1.73	1.50	1.615	2.4
12	0.9	2.0	11.3				0.40	0.17	0.285	1.72	1.47	1.595	2.54
13	0.9	2.0	11.3	0.2	2.0	0.14	0.36	0.19	0.275	1.69	1.49	1.59	2.16

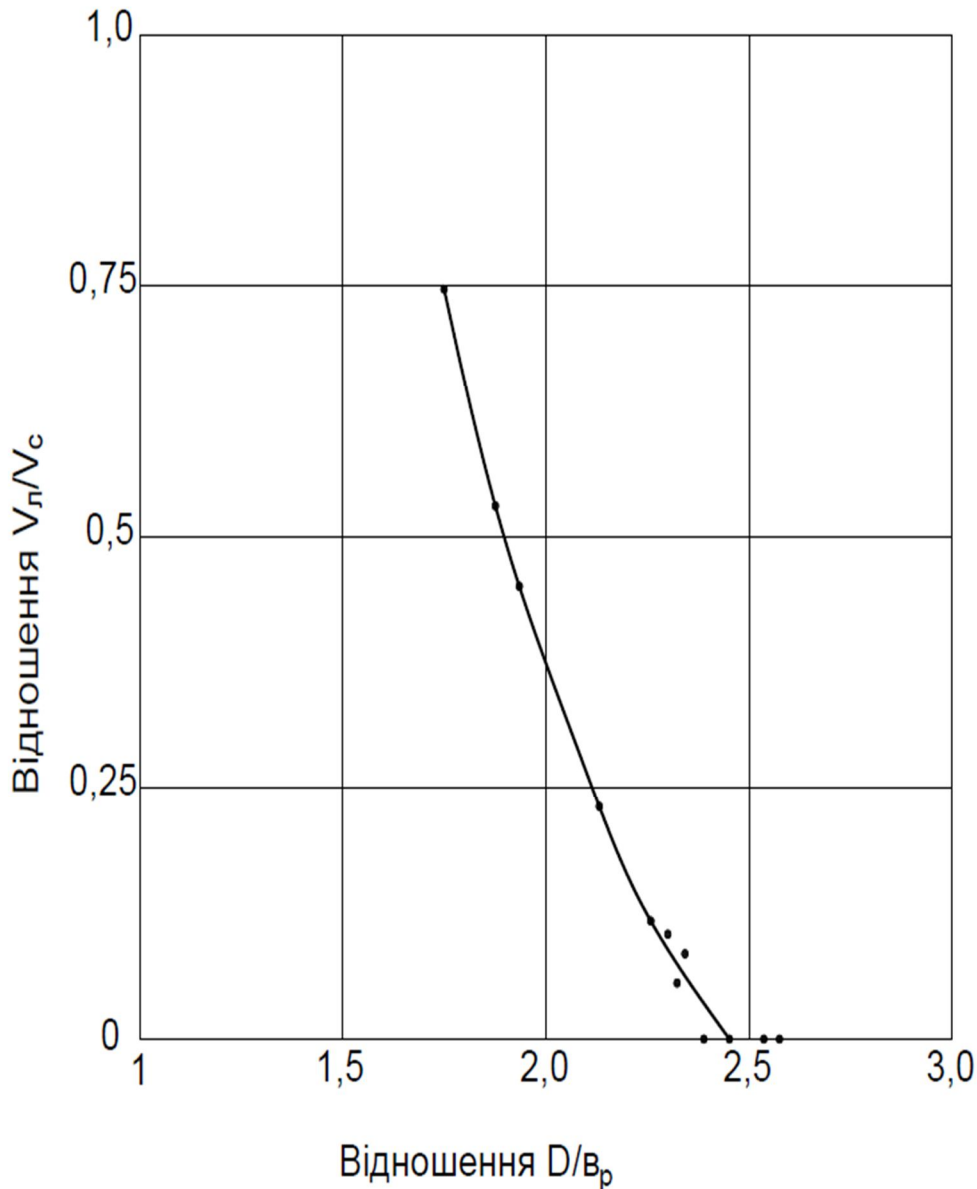


Рис. 2.25 – Залежність діаметра зони ущільнення від об’єму лідируючої свердловини

Аналітичний вираз цієї залежності інтерпретовано формулою

$$\frac{D}{b_p} = 2.5 - 0.92 \left[\frac{V_l}{V_p} \right]^{0.7}, \quad (2.16)$$

при коефіцієнтах кореляції $r = 0,979$ і варіації $v = 0,023$.

З точки зору несучої здатності ефект лідирування при зануренні фундаментів без виймання ґрунту має негативне значення. Іноді при конструюванні та будівництві таких фундаментів виникає необхідність помістити їх на відстані між собою менше допустимого. В цьому випадку, використовуючи залежність (2.16), можливо визначити необхідний обсяг лідируючої свердловини, що дозволяє на потрібну величину зменшити діаметр зони ущільнення.

Нерідко в практиці занурення фундаментів основа складається з двох шарів з різними механічними характеристиками. В цьому випадку обриси зони ущільнення відображають цю особливість основи. На рис. 2.26 показані межі зони ущільнення у пірамідальній palі ПП-80-4-0,1, зануреної в двошарову основу майданчика (м. Полтава). Верхній шар товщиною 1,9 м представлений піском дрібним, намивним, від малого ступеню насичення водою до насиченого водою, середньої щільності. Шар основи представлений піском мулистим, пухким, водонасиченим.

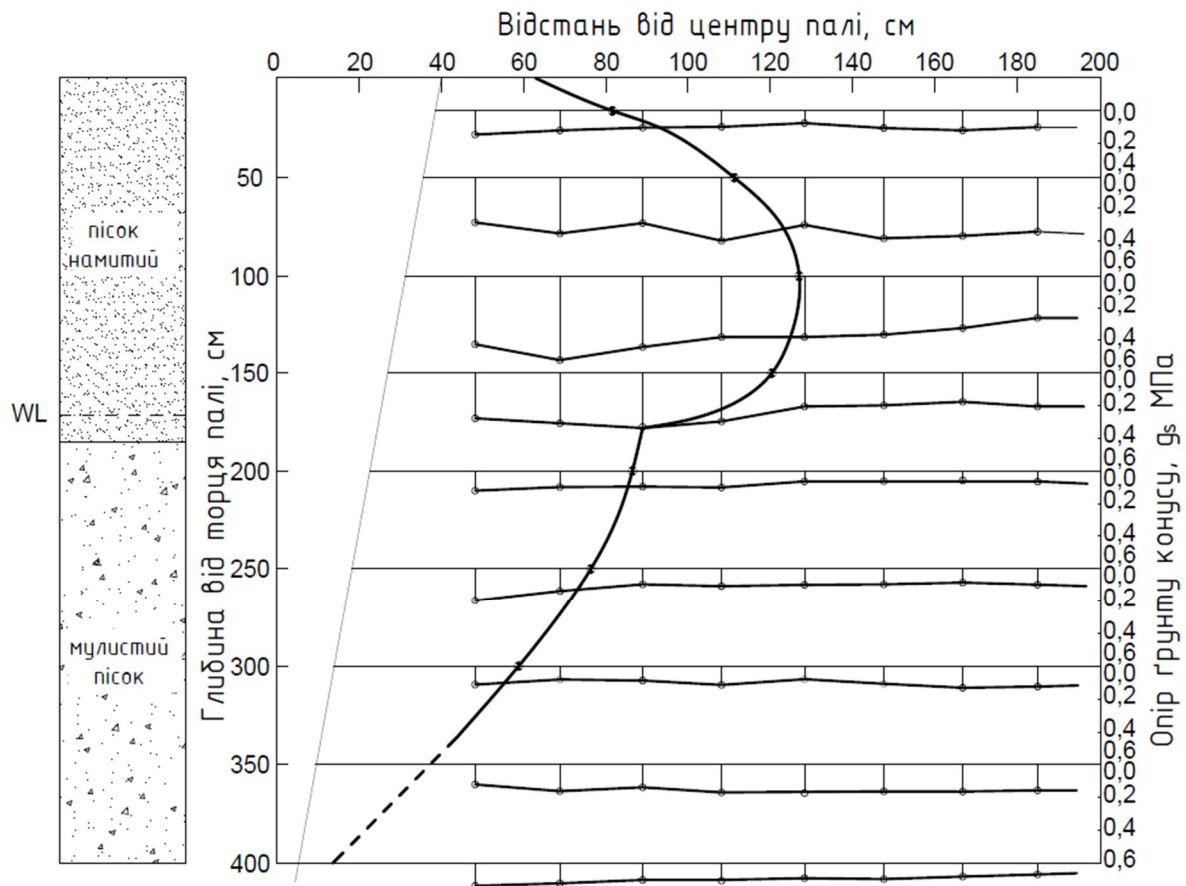


Рис. 2.26 – Форма межі зони ущільнення у двошаровій основі

Найбільший діаметр зони ущільнення зафіксований у намитому піску $D = 3.2b_p$. У піску з мулом діаметр зони ущільнення різко зменшився і склав $D = 1,89b_p$. Ці результати були отримано при використанні методу статичного зондування розширеним конічним наконечником.

2.6 Висновки за розділом II

Дослідження, проведені в розділі II, дозволяють зробити такі основні висновки.

1. При зануренні фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, в основі формується, так звана, «зона впливу», в межах якої в тій чи іншій мірі порушується структура ґрунту природного складу. У межах зони впливу виділяють, в свою чергу, зону ущільнення, в котрій частки при порушенні структури перемістилися й набули більш щільного складу; і перехідну зону, в якій відбулася лише часткова зміна структури ґрунту без переміщення часток. Дослідження параметрів зони впливу має істотне значення для розрахунку основ таких фундаментів за граничними станами.

2. Існуючі методи дослідження зони впливу фундаментів: фіксаторів деформацій, горизонтальних і вертикальних марок, відбором проб на щільність-вологість ґрунту не дозволяють отримати про неї достатнє уявлення. У процесі цього дослідження був розроблений пенетраційний метод визначення меж зони ущільнення в основі фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту. Він базується на залежності між опором пенетрації, щільністю та вологістю ґрунту природної структури при постійності його індикаційних характеристик. Широке впровадження методу при дослідженні зони ущільнення ґрунту показало його технологічність, високу точність і достовірність.

3. Для умов, коли не представляється можливим відкопати шурф для вивчення зони впливу, розроблена та впроваджена в практику досліджень методика проведення зондувальних випробувань для вивчення параметрів зони ущільнення ґрунту. При цьому використовується розширений конічний наконечник, за допомогою якого в процесі зондування створюється порожнина між штангою і стінкою свердловини. Це дозволяє в процесі зондування зберігати незмінною схему руйнування ґрунту та однозначно фіксувати зміни його механічних властивостей в межах зони ущільнення.

4. В результаті досліджень параметрів зони ущільнення більш ніж у 150 фундаментів, що споруджуються без виймки ґрунту, була розроблена методика побудови меж зони ущільнення, в якій враховуються: форма, розміри поперечного перерізу й поздовжнього профілю фундаменту, вид і властивості ґрунту основи.

5. В лабораторних умовах з використанням спеціального пристосування була розроблена методика визначення меж зони поширення напружень в ґрунті – «зони впливу». В основу методики покладено вивчення інваріантності питомого опору пенетрації, що порушується при концентрації напружень в ґрунті поблизу перешкоди. Розміри «зони впливу» були вивчені в широкому діапазоні кута внутрішнього тертя $\varphi^\circ = 12^\circ - 38^\circ$. Отже, встановлено, що для ґрунтів з кутом внутрішнього тертя $\varphi < 25^\circ$ (трифазних глинистих, пухких пісків) межі зони ущільнення і зони впливу близькі між собою. При $\varphi > 25^\circ$ межі зони впливу перевищують межі зони ущільнення тим більше, чим більше кут внутрішнього тертя ґрунту.

6. Дослідження, проведені з вивчення параметрів зони ущільнення методом penetрації для різних конструкцій фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, на чотирьох дослідних майданчиках у піщаних і глинистих ґрунтах, показали, що при виключенні вивітрювання основи і сезонного проморожування-відтавання вони залишилися практично без змін. Це доводить довговічність зони ущільнення ґрунту в часі, а отже, надійність фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту. Аналогічні результати були отримані для зон ущільнення фундаментів, які знаходяться в межах динамічних дій на них від рухомого складу залізниць.

7. У процесі досліджень зафіксований ефект збільшення механічних властивостей ґрунту в межах зони ущільнення в перший рік експлуатації фундаментів у дрібних кварцових пісках, для яких характерне сезонне коливання рівня ґрунтових вод за рахунок зростання, так званого, наведеного зчеплення між частками.

8. Дослідженнями зони ущільнення фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, однозначно встановлено, що дія горизонтальної сили, змінює границі зони ущільнення в площині її дії в результаті повороту фундаменту.

9. Занурення фундаментів у лідируючі свердловини зменшує трудові витрати на дану роботу, але знижує їх несучу здатність. Причиною такого явища слід вважати зменшення розмірів і якості ущільнення. Встановлено залежність між обсягом лідируючої свердловини та діаметром зони ущільнення ґрунту.

РОЗДІЛ ІІІ. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕННЯ ЗМІНИ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ У МЕЖАХ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

Попередніми дослідженнями були встановлені форма та розміри «зони впливу» фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту в залежності від видів фундаментів, умов їх занурення, виду і стану ґрунтів основи. При розрахунках таких фундаментів з використанням тієї чи іншої моделі ґрунтової основи виникає необхідність знати величини фізико-механічних властивостей ґрунтів не тільки за межами «зони впливу», але і в будь-якій точці цієї зони. Зокрема, при вирішенні пружно-пластичної задачі без цих даних не можливо використовувати чисельні методи.

У цьому розділі розглянуто методи дослідження зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів у «зоні впливу» із застосуванням методів пенетрації та зондування, а також традиційних методів для оцінювання механічних властивостей ґрунтів. Узагальнення отриманих даних проводилося відповідно до розрахункових схемам взаємозв'язку властивостей ґрунтів. Теоретична основа цих схем була розроблена групою фахівців під керівництвом В.Ф. Разорьонова [164].

Дослідження властивостей ґрунтів і узагальнення отриманих результатів на основі схем взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями проведено на 50 майданчиках.

3.1 Інтерпретація результатів дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів швидкісними методами

До швидкісних методів дослідження властивостей ґрунтів відносяться: пенетрація; зондування; сумісні випробовування ґрунтів пенетрацією і обертальним зрізом. Граничне зусилля на конічний штамп з кутом між твірною та вертикаллю $\alpha = 15^\circ$ при вісесиметричному завантаженні визначається за тричленною формулою

$$F = U_o \gamma_1 h_c^3 + V_o \gamma_1 h_c^2 + N_o c_1 h_c^2; \text{ кН} \quad (3.1)$$

де U_o, V_o, N_o – коефіцієнти рівняння, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту φ_1° ; γ_1 – питома вага ґрунту, $\text{кН}/\text{м}^3$; c_1 – питоме зчеплення, кПа ; h_c – висота конічної частини наконечника, м; H – глибина закладення основи конуса від земної поверхні, м.

Як було сказано вище, якщо глибина занурення конічного вістря, h , менше його висоти, h_c , відбувається процес пенетрації ґрунту. При цьому $H = 0$ і вираз (3.1) приймає вигляд

$$F = U_o \gamma_1 h^3 + N_o c_1 h^2; \text{ кН.} \quad (3.2)$$

Згідно з пропозицією В.Ф. Разорьонова як характеристики penetраційних випробовувань прийнято питомий опір penetрації, R , що є відношенням зусилля penetрації, F , до квадрату глибини занурення наконечника в ґрунт

$$R = \frac{F}{h^2} = U_o \gamma_1 h + N_o c_1; \text{ кПа.} \quad (3.3)$$

Розглянемо три можливі випадки використання рівняння (3.3).

Випадок 1: коли $\varphi \neq 0, C = 0$; він характерний для повітряно сухих і повністю водонасичених піщаних ґрунтів

$$R = U_o \gamma h; \text{ кПа.} \quad (3.4)$$

В якості характеристики penetраційних випробовувань таких пісків був запропонований показник penetрації:

$$U = \frac{R}{h} = \frac{F}{h^3} = U_o \gamma; \text{ кН/м}^3. \quad (3.5)$$

Графіки інваріантності піску мілкового, кварцового, малого ступеня водонасичення наведені на рис. 3.1, а. Показник penetрації визначається як тангенс кута нахилу осередненої прямої до осі ординат.

Випадок 2: коли $\varphi \leq 24^\circ$ і $C \neq 0$; характерний для глинистих ґрунтів. При невеликих розмірах конічних наконечників (до $H_c \leq 100$ мм) перший член рівняння (3.3) не перевищує 5% загальної величини питомого опору penetрації. Ним можна знехтувати. Тоді

$$R = \frac{F}{h^2} = N_o c; \text{ кПа.} \quad (3.6)$$

Графіки інваріантності питомої питомого опору penetрації наведені на рис. 3.1, б.

Випадок 3: коли $\varphi > 24^\circ, C \neq 0$; характерний для пісків і супісків. Якщо прийняти $R_o = N_o C_1$, то вираз (3.3) з урахуванням (3.5) можна записати як

$$R = R_o + U h \text{ кПа.} \quad (3.7)$$

Графік відповідно до рівняння (3.7) представлений на рис. 3.1, в. Наведені на рис. 3.1 графіки penetрації свідчать про інваріантність показника penetрації, U , чи питомого опору penetрації, R , тобто відповідність осередненій прямій рівняння, що описує один з випадків penetрації.

Якщо умова інваріантності порушується, тобто експериментальні точки відхиляються від осередненої прямої, це свідчить про фактори, які не враховані розрахунковою схемою і необхідно пояснити їх природу. Це може бути, описаний в розділі 2, ефект впливу стінок кільця, неоднорідність ґрунту за глибиною penetрації, несправності пенетрометра і т. ін.

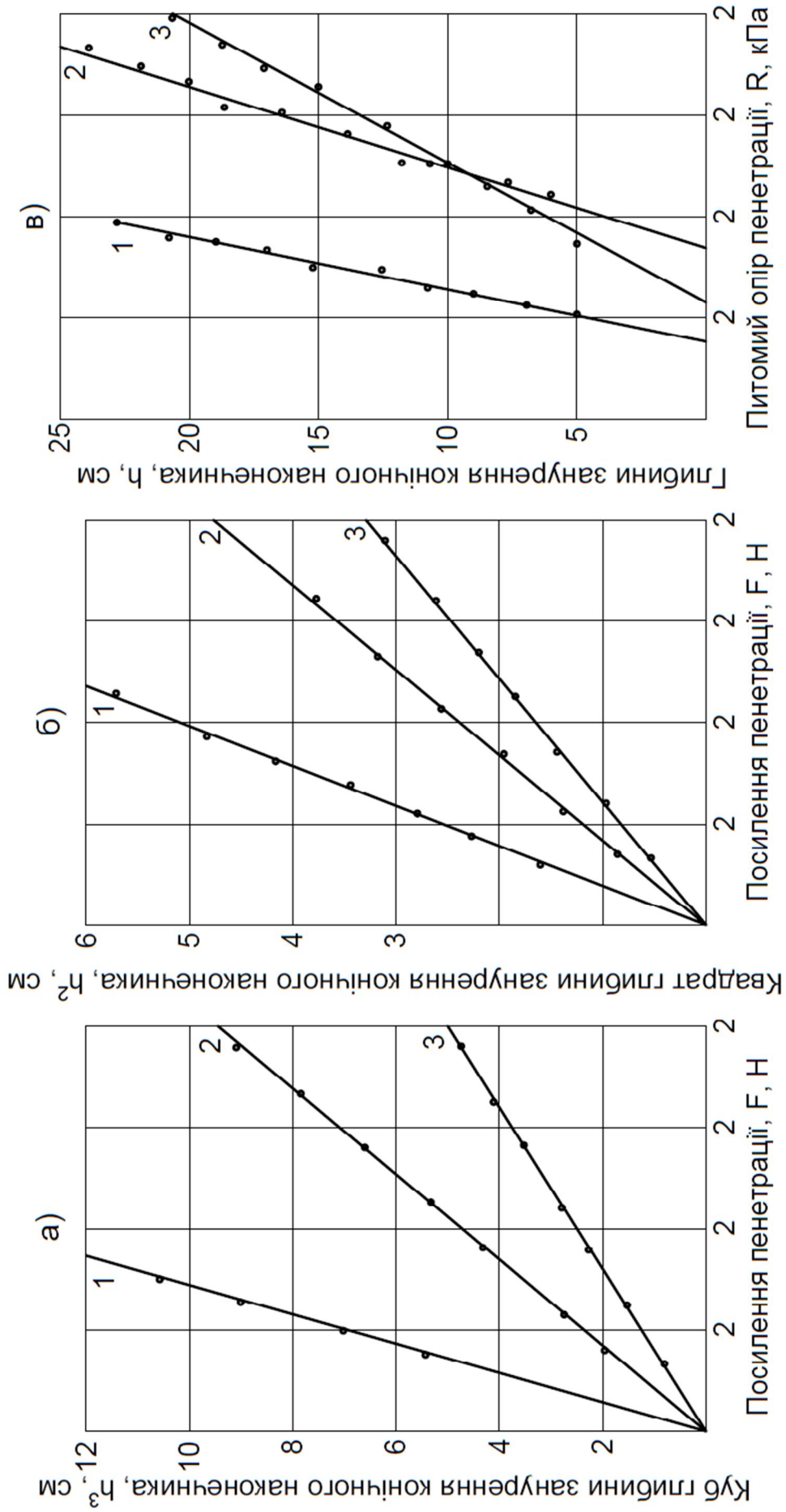


Рис. 3.1 – Графіки penetрації: а) пісків: $u_1 = 0.29$ мН/м²; $u_2 = 0.84$ мН/м²; $u_3 = 1.6$ мН/м²; б) суглинків: $R_1 = 7.8$ кПа; $R_2 = 16,8$ кПа; $R_3 = 24$ кПа; в) суглинки: $R_{01} = 16$ кПа; $R_{02} = 22$ кПа; $R_{03} = 35$ кПа

Побудова графіків інваріантності, U , або, R , зазвичай виконується в процесі самих випробувань. Це дозволяє своєчасно виявляти, непередбачені експериментом, відхилення від прийнятої розрахункової схеми.

Обертальним зрізом називається метод дослідження механічних властивостей ґрунтів шляхом визначення опору ґрунту обертанню крильчатих наконечників, утворених двома пересічними площинами. При випробуванні ґрунтів із земної поверхні, коли крильчатий наконечник занурюється в ґрунт тільки на свою висоту, власною вагою ґрунту можна знехтувати та прийняти граничний опір обертального зрізу, рівним питомому зчепленню ґрунту, C . Гранична опір обертального зрізу визначається як відношення максимального моменту обертального зрізу, M_{\max} , до статичного моменту поверхні зрізу, K_τ

$$\tau = \frac{M_{\max}}{K_\tau} = C; \quad (3.8)$$

При зануренні крильчатого наконечника в ґрунт тільки на його висоту зріз виконується по циліндричній і нижній круговій поверхнях, тоді K_τ визначається за формулою

$$K_\tau = \frac{AD^2}{2} \left[\frac{D}{6} + h \right], \quad (3.9)$$

де D і h – діаметр і висота крильчатого наконечника.

При penetрації глинистих ґрунтів у випадку 2 питомий опір penetрації пропорційний питомому зчепленню. Вирішуючи рівняння (3.6), отримаємо

$$C = \frac{1}{N_o} R = K_\phi R. \quad (3.10)$$

Як похідна коефіцієнта несучої здатності, N_o , рівняння граничної рівноваги (3.1) коефіцієнт $K_\phi = f(\phi^\circ)$ і дорівнює відношенню

$$K_\phi = \frac{C}{R}. \quad (3.11)$$

Зондуванням називають метод дослідження властивостей ґрунтів шляхом визначення реактивного опору ґрунту конічному наконечнику при його зануренні на глибину, що перевищує висоту конуса, h_c . В рівнянні (3.1) $H \neq 0$.

У даній роботі розглядається різновид статичного зондування ґрунтів, коли відношення діаметра конуса до діаметру штанг $d_c / d_m \geq 1.6$. У цьому випадку крім повного чи часткового зняття тертя за бічною поверхнею штанг відбувається випинання ґрунту в порожнину між штангою і стінкою свердловини. Це дозволяє знизити величину зусилля зондування в порівнянні зі стандартним зондом, тобто полегшити установку зондування. Можливість випинання ґрунту з під конуса в порожнину між штангою і

стілкою свердловини дозволяє залишатися незмінною розрахунковій схемі руйнування ґрунту в процесі зондування.

Для зв'язних ґрунтів при значенні кута внутрішнього тертя $\varphi < 20^\circ$ перші два члена виразу (3,1) не перевищують 5 % загальної величини. Отже,

$$F = N_o c_1 h^2. \quad (3.12)$$

В якості об'єктивної характеристики результатів статичного зондування зв'язних ґрунтів використовується питомий опір зондування Q

$$Q = \frac{F}{h_c^2} = N_o C. \quad (3.13)$$

Інваріантність питомого опору зондування в шарі однорідного ґрунту проявляється в тому, що зусилля зондування у ньому залишається постійним. На графіку зондування це виражається прямою, паралельній осі ординат (рис. 3.2, а).

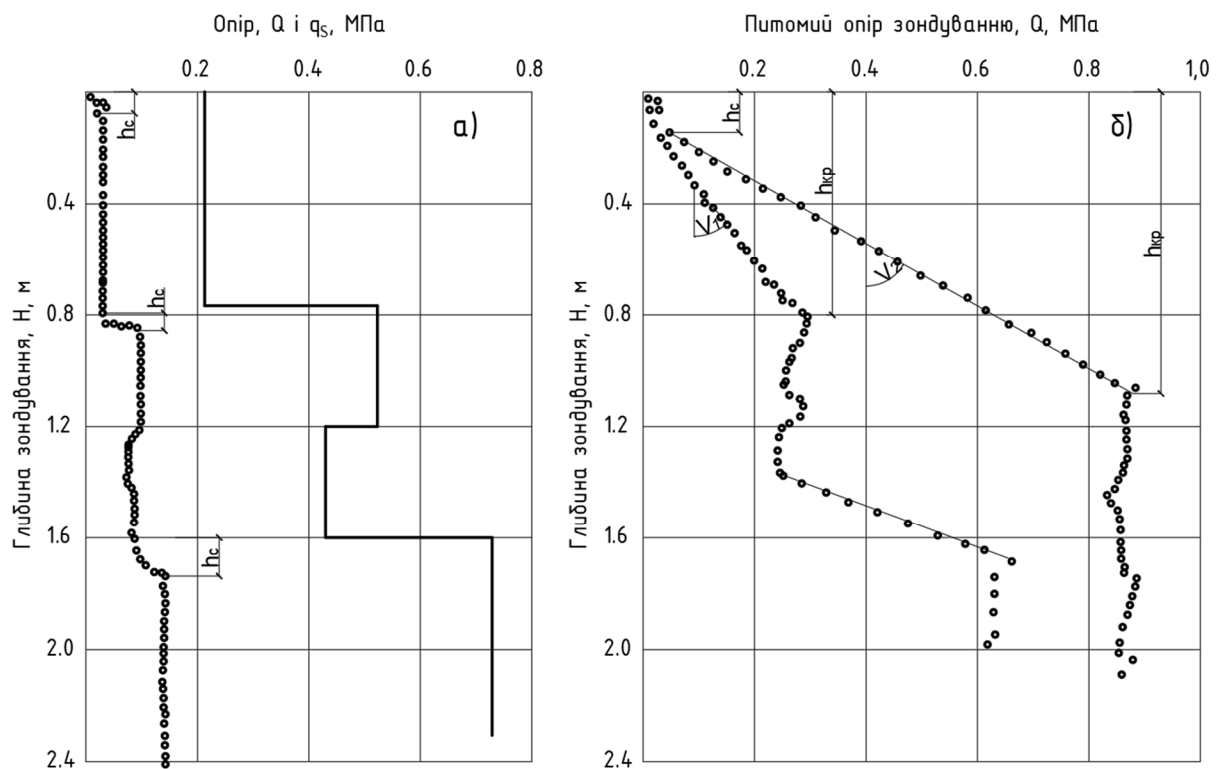


Рис. 3.2 – Графіки зондування: а – суглинку тугопластичного: $1-Q=f(H)$,

$2-q_s=f(H)$; б – пісків мілких, пухких $V_3 = 0.34 \frac{MPa}{m}$; середньої щільності

$$V_2 = 0.88 \frac{MPa}{m}; V_3 = 1.3 \frac{MPa}{m}$$

Порівнюючи рівняння (3.6) і (3.13), можна записати, що

$$Q=R=N_o C. \quad (3.14)$$

Значення питомих опорів зондування та penetрації зв'язних ґрунтів рівні між собою через вільне випинання ґрунту з під конуса при penetрації – на поверхню, при зондуванні – в порожнину свердловини.

Встановлений за результатами численних порівняльних випробувань ефект дозволяє широко використовувати результати penetраційних випробувань також при аналізі даних статичного зондування ґрунтів розширеним конічним наконечником. Іноді зручно використовувати величину опору ґрунту конусу, q_s

$$q_s = \frac{F}{A} = 4.433Q, \quad (3.15)$$

де A – площа підстави конічного наконечника.

Для незв'язних ґрунтів при $C = 0$ (повітряно-сухі й водонасичені піски) процес зондування описується першими двома членами рівняння (3.1), причому, перший член являє собою величину постійну.

Як характеристики зондування таких ґрунтів запропоновано використовувати показник зондування V

$$V = \frac{Q_1 - Q_2}{H_2 - H_1} = V_o \gamma. \quad (3.16)$$

У шарі однорідного ґрунту інваріантність показника зондування проявляється в тому, що питомий опір зондування Q лінійно зростає за глибиною зондування з кутовим коефіцієнтом V – показником зондування (рис. 3.2, б). Встановлена закономірність в шарі однорідного піску буде проявлятися до глибини, званої критичної. Нижче цієї глибини за умови однорідності ґрунту питомий опір зондування не змінюється.

Величина $h_{кр}$ залежить від щільності піску і розмірів конічного наконечника. Чим більше щільність піску і більше діаметр основи конуса, тим більше $h_{кр}$. Подібні закономірності спостерігалися Ж. Керизелем, Н. Плантемою і В.А. Ярошенко [214, 246, 247, 259, 260] при зануренні паль і їх моделей.

Наступними дослідженням було встановлено зв'язок між розглянутими характеристиками швидкісних методів досліджень і фізико-механічними властивостями ґрунтів.

3.2 Способи визначення характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів швидкісними методами досліджень

Загальний вираз для визначення зусилля на конічний наконечник з кутом між твірною і вертикаллю $\alpha = 15^\circ$ при penetрації і зондуванні наведені в (3.1). Фізичні характеристики в (3.1) представлені питомою вагою ґрунту γ . Характеристики міцності – у вигляді питомої зчеплення C і коефіцієнтів несучої здатності U_o , V_o і N_o , які залежать тільки від кута внутрішнього тертя φ . Коефіцієнти несучої здатності рівняння (3.1) можуть бути визначені на

підставі рішень вісесиметричної задачі теорії граничної рівноваги, виконаних, у т. ч. і для конічних штампів з кутом $\alpha = 15^\circ$, В.Г. Березанцевим [14]. На рис. 3.3 наведені залежності коефіцієнтів U_0 , V_0 і N_0 від кута внутрішнього тертя ґрунту φ .

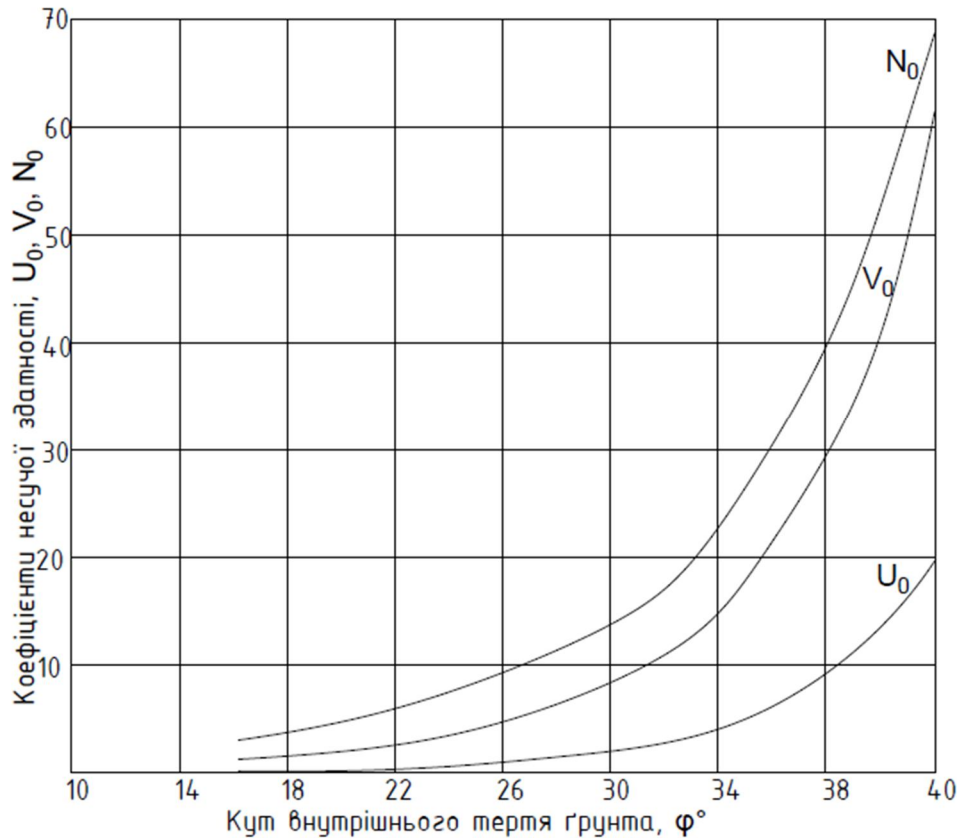


Рис. 3.3 – Графіки залежності коефіцієнтів несучої здатності U_0, V_0, N_0 від кута внутрішнього тертя ґрунту, φ°

Для зручності використання цих залежностей вони представлені у вигляді кореляційних рівнянь з відповідними статистичними показниками:

$$\varphi^\circ = 25,03 + 6,1 \ln U_0; \quad (3.17)$$

дисперсія 0,15; коефіцієнт варіації $v = 0,014$

$$\varphi^\circ = 15,0 + 7,03 \ln V_0; \quad (3.18)$$

дисперсія 0,17; коефіцієнт варіації $v = 0,03$

$$\varphi^\circ = 7,75 + 9,8 \ln N_0; \quad (3.19)$$

дисперсія 0,18; коефіцієнт варіації $v = 0,02$

$$\lg \operatorname{tg} \varphi = -1,29 \lg k_\varphi - 1,276; \quad (3.20)$$

дисперсія 0,12; коефіцієнт варіації $v = 0,014$.

Для визначення характеристик міцності супісків і пісків, коли кут внутрішнього тертя їх більше 24° , запропонований і перевірений протягом багатьох років пенетраційний метод випробувань наконечником висотою

$h_c = 25$ см. Такі дослідження можливо проводити лише в польових умовах із застосуванням механізованих пенетраційних установок, які дозволяють занурювати наконечники в ґрунт зі швидкістю не більше 0,5 м/хв.

Послідовність операцій по визначенню характеристик міцності ґрунтів полягає в наступному.

1. На заданій глибині в шурфі чи котловані проводять зачищення поверхні ґрунту і виконуються пенетраційні випробування наконечниками висотою $h_c = 25$ см і кутом $\alpha = 15^\circ$ в кількості, достатній для статистичного узагальнення (не менше 6).

2. Паралельно з пенетраційними випробуваннями визначають щільність-вологість дослідного ґрунту.

3. Результати кожного пенетраційного випробування представляють у вигляді лінійної залежності (3.7) з використанням програм комп'ютеру, за допомогою якої встановлюються величини R_o і U_o з визначенням їх дисперсії і коефіцієнта варіації. За статистичними показниками проводять відбраковування отриманих результатів.

4. З використанням рівняння (3.17) за величиною U_o визначають кут внутрішнього тертя, φ .

5. Питоме зчеплення ґрунту визначають як відношення

$$C = \frac{R_o}{N_o}, \quad (3.21)$$

де N_o встановлюють за рівнянням (3,19) за вже відомим значенням кута внутрішнього тертя ґрунту.

У табл. 3.1 наведено дані визначення кута внутрішнього тертя, φ , і питомого зчеплення, C , кварцового, дрібного піску, середньої щільності, насиченого водою на майданчику «Дніпро», розташованого в м. Кременчук на правому березі р. Дніпра за даними пенетраційних випробувань.

Таблиця 3.1 – Розрахункові дані для визначення кута внутрішнього тертя і ідеального зчеплення піску майданчика «Дніпро» методом пенетрації

Умови пенетраційних випробувань	Кількість випробувань	Коефіцієнт водонасичення	Питома вага ґрунту, γ		Показник пенетрації	
			γ , кН/м ³	Коефіцієнт варіації, v	U , Н/см	Коефіцієнт варіації, v
Рівень води в річці нижче поверхні ґрунту	47	0,92	20,1	0,13	7,2	0,18
Рівень води в річці вище рівня ґрунту	54	1,00	10,5	0,11	3,15	0,17

Продовження табл. 3.1

Умови пенетраційних випробувань	Узагальнений показник пенетрації, U_0	Кут внутрішнього тертя, φ°	Коефіцієнт N_0	Параметр		Питоме зчеплення, C , кПа
				R_0 , кПа	Коефіцієнт варіації, ν	
Рівень води в річці нижче поверхні ґрунту	3.44	33	18.5	25	0.16	1.4
Рівень води в річці вище рівня ґрунту	3.01	32	16	13	0.15	0.8

Дані табл. 3.1, а також результати досліджень, виконаних на дослідних майданчиках і наведених вище, показують:

1. Розглянутий спосіб обробки результатів пенетраційних випробувань пісків дозволяє визначити характеристики міцності за результатами одного занурення конічного наконечника при 6 – 8 ступенях навантаження.

2. Звертає на себе увагу висока чутливість пенетраційного методу. З його допомогою встановлена величина зчеплення в 0,8 – 1,4 кПа з коефіцієнтом варіації $\nu = 0,15$, чого практично не можливо досягти методом одноплосинного зрушення.

3. Зі збільшенням питомого зчеплення та зменшенням кута внутрішнього тертя в межах, що характеризують зв'язні ґрунти, можливості запропонованої методики, безумовно, зменшуються. Встановити значення показника пенетрації U при розкіді загальних характеристик R вже складно при $\varphi \approx 22$.

Як показали пенетраційні випробування пісків, вони можуть мати певну величину зчеплення. Розглянемо закономірності, що відбуваються в піщаних ґрунтах при зондуванні. Розрахункові схеми пенетрації та зондування пісків наведені на рис. 3.4.

При $c = 0$ показник зондування

$$V = \frac{Uh_c}{h_v} \quad (3.22)$$

При наявності зчеплення графік показника пенетрації зміщується паралельно вправо від початку координат

$$V' = \frac{R_0 + Uh_c}{h_v} \quad (3.23)$$

Розділивши обидві частини (3.23) на вираз (3.22), отримаємо

$$\frac{V'}{V} = \frac{R_0}{U} \times \frac{1}{h_c} + 1 \quad (3.24)$$

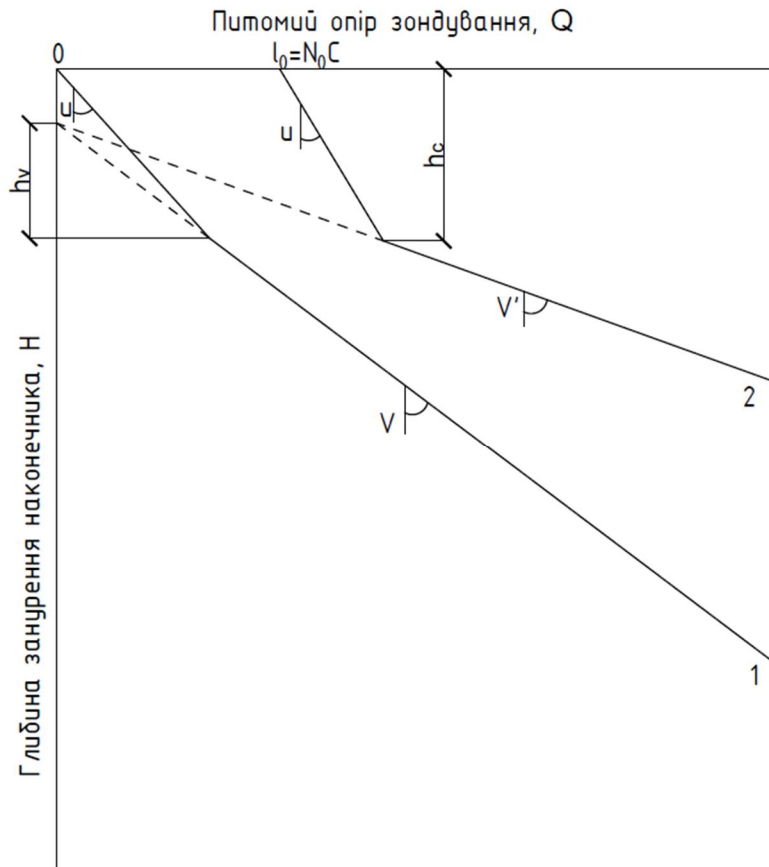


Рис. 3.4 – Схеми графіків зондування пісків до критичної глибини:
1 – при $C=0$; і 2 – при $C \neq 0$

Звідси випливає, що систематична похибка у показнику зондування являє собою лінійну функцію від питомого зчеплення ґрунту C . Зі збільшенням кута внутрішнього тертя систематична похибка в показнику зондування, V' , за рахунок зчеплення буде помітно зменшуватися. Величину абсолютної похибки можливо обчислити за формулою

$$\Delta V = V' - V = \frac{R_o}{h_v}. \quad (3.25)$$

Таким чином, для пісків, що мають зчеплення, показник зондування, V' , визначається як тангенс кута нахилу графіка зондування до осі ординат нижче глибини penetрації, є функцією як кута внутрішнього тертя, φ , так і питомого зчеплення, c .

Це положення дозволяє вирішувати задачу визначення характеристик міцності піщаних ґрунтів за даними статичного зондування кінчними наконечниками двох різних розмірів. Тоді відповідно $V'_1 < V'_2$ і різниця між ними складе

$$V'_1 - V'_2 = \frac{R_o}{V} \left[\frac{1}{h_{c2}} - \frac{1}{h_{c1}} \right]; \quad (3.26)$$

або

$$\frac{R_o}{U} = \frac{V'_1 - V'_2}{\frac{1}{V} \frac{h_{c2}}{h_{c1}} - 1}. \quad (3.27)$$

На підставі (3.25) можна скласти рівність:

$$\Delta V_1 \times h_{o1} = \Delta V_2 \times h_{o2}; \quad (3.28)$$

тоді

$$\left. \begin{aligned} \Delta V_1 = V'_1 - V &= -\frac{V'_2 - V'_1}{\frac{h_{c1}}{h_{c2}} - 1} \\ \Delta V_2 = V'_1 - V &= -\frac{V'_2 - V'_1}{1 - \frac{h_{c2}}{h_{c1}}} \end{aligned} \right\}. \quad (3.29)$$

З виразу (3.29) видно, що виправлене значення показника зондування дорівнює вимірному V'_1 (V'_2) за вирахуванням систематичної похибки

$$V = V'_1 - \Delta V_1 = V'_2 - \Delta V_2. \quad (3.30)$$

При відомому значенні питомої ваги ґрунту γ узагальнений показник зондування V_o складає

$$V_o = \frac{V}{\gamma}. \quad (3.31)$$

З використанням графіка на рис. 3.3 за величиною V_o визначають кут внутрішнього тертя φ і коефіцієнти несучої здатності і $U_o; N_o$.

Питоме зчеплення можливо визначити в результаті перетворення формули (3.25)

$$C = \frac{U_o}{V_o N_o} \Delta V_1 \times h_{c1}. \quad (3.32)$$

Розглянутий метод визначення міцності пісків за даними статичного зондування розширеним конічним наконечником з кутом між твірною і вертикаллю $\alpha = 15^\circ$ широко використовується при проведенні інженерно-геологічних вишукувань.

У табл. 3.2 наведені деякі дані таких визначень.

Звертає на себе увагу близька збіжність значень міцності, встановлених для майданчика «Дніпро» (м. Кременчук), за результатами penetраційних і зондувальних випробувань дрібного обводненого піску.

Метод суміщених випробувань зв'язних ґрунтів penetрацією та обертальним зрізом дозволяє в польових умовах і в найкоротші терміни визначити кут внутрішнього тертя φ і питоме зчеплення C глинистих ґрунтів у кількості, достатній для статистичної обробки.

Таблиця 3.2 – Розрахункові дані для визначення кута внутрішнього тертя і питомого зчеплення пісків за результатами статичного зондування

Майданчик	Вид і стан пісків	Кількість випробувань	Висота конічного наконечника, h_c , см	Експериментальні знач. показника зондування, U		Показник зондування U , кН/см ³
				U , кН/см ³	коефіцієнт варіації, v	
1	2	3	4	5	6	7
«Балабанівка», Херсонська обл.	Середньої крупності, вологий	34	9,0 15,0	1,78 1,37	0,10	0,98
«Дніпро» Кременчук	Мілкий, обводнений	129	25,0 9,0	0,35 0,72	0,16	0,11
«Лимани» Миколаївська обл.	Крупний вологий	40	9,0	1,2	0,09	0,65
			11,0	1,06		
			13,3	1,01		
			15,0	0,92		
			18,4	0,91		
			21,9	0,87		
			9,0	0,31		
			11,0	0,27		
	Крупний обводнений				0,075	0,165

Продовження табл. 3.2

Питома вага ґрунту		Узагальнений показник зондування, V_0	Кут внутрішнього тертя, φ	Коефіцієнт несучої здатності, U_0	Питоме зчеплення C , кПа
γ , кН/м ³	Коефіцієнт варіації, v				
8	9	10	11	12	13
16,7	0,08	58,6	41,6	0,0046	0,33
10,5	0,15	10,5	32,2	0,019	1,00
17,0	0,06	38	39,4	0,0062	0,3
10,0	0,06	16,5	35	0,0126	0,4

Для суміщених випробувань у польових умовах використовують механізовані установки статичного зондування, додатково оснащені пристосуваннями для обертального зрізу. Переважно застосовують окремі наконечники для пенетрації у вигляді конуса з кутом між твірною та вертикаллю $\alpha = 15^\circ$ і для обертального зрізу у вигляді двох площин, що перетинаються під кутом 90° . При дослідженні на кожному горизонті точки пенетрації і обертального зрізу розташовують у шаховому порядку з відстанню між сусідніми точками не менше $6D_c$, де D_c – діаметр основи конуса.

На рис. 3.5 наведені механізовані установки, за допомогою яких можливо виконати суміщені випробування ґрунтів, як з поверхні ґрунту, так і на глибині до 30 м. Швидкість занурення наконечників у ґрунт цими установками від 0,01 до 0,5 м/хв, а швидкість обертального зрізу від 0,01 до 0,05 град/с. Дослідженням було доведено [79, 88, 164], що при максимальних значеннях зазначених швидкостей умови експерименту не впливають на величини відповідних опорів ґрунту.

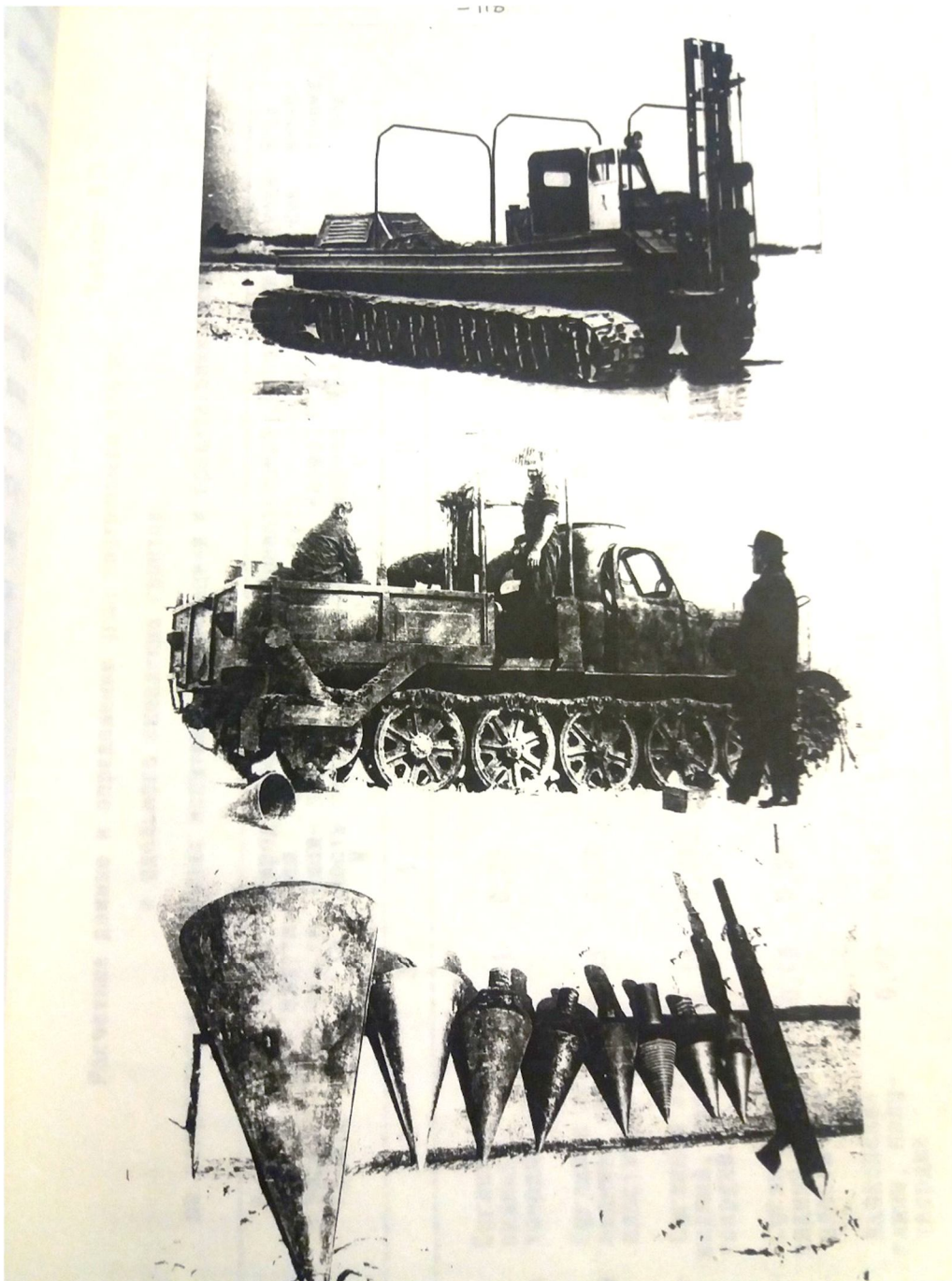


Рис. 3.5 – Загальний вигляд установок для пенетрації і зондування ґрунтів, окремо показані розширені конічні наконечники

3.3 Дослідження взаємозв'язку фізико-механічних властивостей ґрунтів зони ущільнення

При математичному моделюванні системи «основа – фундамент», наприклад, при пружно-пластичній моделі основи, необхідно враховувати зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів не тільки за рахунок природної їх неоднорідності, а й за рахунок змін, що відбулися в результаті занурення (влаштування) фундаменту.

Як було показано вище, для оцінювання зміни властивостей основи в «зоні впливу» з успіхом застосовані узагальнені характеристики властивостей ґрунтів, а саме опір ґрунту penetрації та зондування ($U; R; V; Q; q_s$). За допомогою цих методів встановлені закономірності утворення зони ущільнення у різних видів фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту.

При наявності залежностей між питомим опором penetрації, R , (зондування, Q) і фізико-механічними характеристиками ґрунту: коефіцієнтом пористості, e ; вологістю W , модулем деформації, E ; кутом внутрішнього тертя, φ ; питомим зчепленням, C , – можливо визначити зазначені характеристики в будь-якій точці системи «основа – фундамент».

Ці дані необхідні для реалізації чисельних методів розрахунку вказаної системи.

Питанню встановлення взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями ґрунтів присвячені численні дослідження фахівців. Н.М. Герсеванов у 1948 році показав, що між коефіцієнтом пористості, e , і логарифмом граничного опору зрушенню, $\lg \tau$, проявляється лінійна залежність. Аналогічний висновок був зроблений ним для компресійних залежностей.

Однак, найбільш повного опрацювання питання встановлення взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ґрунтів знайшло в роботах групи фахівців під керівництвом В.Ф. Разорьонова [164].

Основи теорії взаємозв'язку фізико-механічних властивостей ґрунтів показані в перерахованих роботах і в цьому розділі не наводяться. Ми розглянемо практичні прийоми встановлення взаємозв'язку для різних ґрунтів непорушеної структури з метою безперервного встановлення, перерахованих вище, характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів у межах «зони впливу» фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту. Для зв'язних ґрунтів порушеної структури в разі їх повного водонасичення однозначно встановлюється залежність

$$W_t = W_o - \frac{1}{r_o} \lg \frac{R_t}{R_o}, \quad (3.33)$$

де W_i і W_o – значення повної вологості ґрунту, що відповідає двом значенням коефіцієнта пористості ґрунту e_i і e_o ;

R_i – питомий опір penetрації водонасиченого ґрунту з коефіцієнтом пористості e_i ;

$R_o = 1$ – для прийнятої розмірності R_i (кПа, МПа). Виходячи з цієї передумови, встановлюється величина e_o ;

$\frac{1}{r_o}$ – кутовий коефіцієнт лінійної залежності, представлені в координатах « $W - \lg R$ ».

В умовах трифазного стану глинистих ґрунтів при встановленні взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями необхідно враховувати їх ступінь водонасичення. Основне рівняння розрахункової схеми в цьому випадку має вигляд

$$W_1 \times L_o = W - \frac{1}{r_o} \lg \frac{R_i}{R_o}, \quad (3.34)$$

де L_o – функція водонасичення

$$L_o = 1 + \left(\frac{1}{S_r} - 1 \right) \frac{\frac{1}{r}}{\frac{1}{r}}, \quad (3.35)$$

де $\frac{1}{r}$ – кутовий коефіцієнт лінійної залежності для випадку $S_r < 1$ ($W_i = const$).

За умов непорушеною структури додаткову складність при встановленні взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями ґрунтів представляють особливості їх структури. Розрахункова схема взаємозв'язку ґрунтується на тих же передумовах, що і для ґрунтів порушеної структури, для залежностей (3.34) і (3.35).

Для практичного використання при виявленні взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями трифазного стану ґрунту непорушеної структури необхідно визначити три його індикаційні ознаки – вільний член і два кутових коефіцієнта умовних лінійних рівнянь. Загальне рівняння взаємозв'язку в цьому випадку має вигляд

$$\lg \frac{R}{R_o} = W_R \frac{1}{e_o} + \frac{\rho_\omega}{\rho_s} \cdot \frac{1 - M_{kpf}}{\frac{1}{e_o}} - W \frac{M_{Rpf}}{\frac{1}{e_o}} - \frac{\rho_\omega}{\rho_d} \cdot \frac{M_{kpf}}{\frac{1}{e_o}}, \quad (3.36)$$

де R – питомий опір penetрації, МПа; $R_o = 1$ МПа;

$$M_{kpf} = 1 - \frac{1}{\frac{e_o}{e}}$$

$\frac{1}{e_o}$ і $\frac{1}{e}$ – кутові коефіцієнти лінійних рівнянь, відповідно, для випадку повного водонасичення ґрунту і для умови сталості вологості;

W_R – вологість водонасиченого ґрунту при $R_o = 1,0$ МПа.

Як показали численні дослідження при встановленні взаємозв'язку між властивостями глинистих ґрунтів на величини індикаційних показників рівняння (3.36) впливають такі властивості глинистого ґрунту як число пластичності, мінералогічний склад глинистої складової, а також гранулометричний склад і мінералогія грубодисперсної складової ґрунту.

Численними дослідженнями встановлено, що кутові коефіцієнти $\frac{1}{e_o}$ і $\frac{1}{e}$

є величинами постійними і незалежними від щільності-вологості тільки для конкретного виду ґрунту. На даному етапі досліджень знаходження спільних залежностей для визначення взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями для різних за своїми генетичними ознаками ґрунтів не представляється можливим.

Умовою встановлення взаємозв'язку між показниками фізичного стану ґрунту (природна вологість, W , коефіцієнт пористості ґрунту, e) і показниками механічних властивостей (питомий опір penetрації, R ; кут внутрішнього тертя, φ ; питоме зчеплення, C ; модуль деформації, E і т. ін.) є накопичення результатів випробувань на предмет виявлення зазначених характеристик для ґрунтів з відносно постійним числом пластичності, генетично однорідних.

Визначення коефіцієнтів рівнянь взаємозв'язку по кожному масиву експериментальних даних виконується способом найменших квадратів з визначенням необхідних статистичних даних: коефіцієнтів кореляції і варіації, а також похибок прямих визначень.

Отже, для кожного ґрунту можливо встановити ряд залежностей:

$$\lg \frac{R}{R_o} = A_R - B_R e - C_R W ; \quad (3.37)$$

$$\lg \frac{E}{E_o} = A_e - B_e e - C_e W ; \quad (3.38)$$

$$\lg \frac{C}{C_o} = A_c - B_c e - C_c W ; \quad (3.39)$$

$$\lg \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_o} = A_\varphi - B_\varphi e - C_\varphi W , \quad (3.40)$$

де $R_o, E_o, C_o, tg\varphi_o$ – значення рівні одиниці в обраній розмірності. А коефіцієнти А, В, С є функціями індикаційних ознак ґрунту: $\frac{\rho_w}{I_o}; \frac{\rho_w}{I}; W_R$.

Маючи для певного різновиду ґрунтів рівняння (3.37 – 3.40), можливо обчислити для цього такі залежності:

$$\lg \frac{E}{E_o} = A_e - \frac{B_e}{B_R} A_R - W \left(C_e - \frac{B_e}{B_R} C_R \right) + \frac{B_e}{B_R} \lg \frac{R}{R_o}; \quad (3.41)$$

$$\lg \frac{C}{C_o} = A_c - \frac{B_c}{B_R} A_R - W \left(C_c - \frac{B_c}{B_R} C_R \right) + \frac{B_c}{B_R} \lg \frac{R}{R_o}; \quad (3.42)$$

$$\lg \frac{tg\varphi}{tg\varphi_o} = A_\varphi - \frac{B_\varphi}{B_R} A_R - W \left(C_\varphi - \frac{B_\varphi}{B_R} C_R \right) + \frac{B_\varphi}{B_R} \lg \frac{R}{R_o}; \quad (3.43)$$

За допомогою рівнянь (3.41-3.43) за природної вологості ґрунту, W , і величині питомого опору penetрації, R , в будь-якій точці масиву можливо визначити необхідні механічні характеристики ґрунту.

Для прикладу нижче наведені рівняння взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями лесованого суглинку дослідного майданчика, м. Полтава з $I_p = 0.11$ і $\rho_s = 2.71$ т/м³.

$$\lg \frac{R}{R_o} = 1.44 - 1.34e - 6.7 W; \quad r_k = 0.949;$$

$$\lg \frac{E}{E_o} = 3.0 - 1.84e - 2.8 W; \quad r_k = 0.954;$$

$$\lg \frac{C}{C_o} = 0.53 - 1.1e - 7.0 W; \quad r_k = 0.89;$$

$$\lg \frac{tg\varphi}{tg\varphi_o} = 0.4 - 0.31e - 3.17 W; \quad r_k = 0.91;$$

$$\lg \frac{E}{E_o} = 1.02 + 6.32W + 1.37 \lg \frac{R}{R_o};$$

$$\lg \frac{C}{C_o} = -0.65 - 1.51W + 0.82 \lg \frac{R}{R_o};$$

$$\lg \frac{tg\varphi}{tg\varphi_o} = 0.07 - 1.63W + 0.23 \lg \frac{R}{R_o}.$$

Дослідженнями показано, що для піщаних ґрунтів також можливе встановлення залежностей типу (3.36). Відповідно до прийнятої градації піщані ґрунти за ступенем заповнення пор водою ділять на повітряно-сухі, вологі та водонасичені.

Для повітряно-сухих пісків зі збільшенням вологості від нуля їх механічні властивості зростають до певної величини вологості, залежить від гранулометричного складу.

Цей діапазон вологості становить $W = 0 - 0,07$. Більші величини відповідають пісках дрібним і пилюватим.

При більшій вологості залежність (3.36) не проявляється. Однак, при переході піску у вологий стан, а потім в водонасичений, збільшення вологості призводить до деякого зниження характеристик міцності пісків. Хоча інтенсивність цього зниження набагато менше, ніж це проявляється у глинистих ґрунтів.

Таким чином, встановлення залежностей (3.36) можливо для вологих і водонасичених глинистих ґрунтів, що і доведено прикладами [79].

Нижче наводяться рівняння взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями дрібних кварцових пісків майданчика «Вантажний двір», м. Кременчук.

$$\lg \frac{R}{R_o} = 0,01 - 1,03e - 1,36 W; \quad r_k = 0.967;$$

$$\lg \frac{E}{E_o} = 1.65 - 0.68e - 0.35 W; \quad r_k = 0.914;$$

$$\lg \frac{C}{C_o} = 1.58 + 5.50e - 3.2 W; \quad r_k = 0.89;$$

$$\lg \frac{tg\varphi}{tg\varphi_o} = 0.321 - 0.58e - 0.467 W; \quad r_k = 0.91;$$

$$\lg \frac{E}{E_o} = 1.64 + 0.55W + 0.66 \lg \frac{R}{R_o};$$

$$\lg \frac{C}{C_o} = -1.53 - 4.06W + 5.34 \lg \frac{R}{R_o};$$

$$\lg \frac{tg\varphi}{tg\varphi_o} = 0.315 - 0.3W + 0.56 \lg \frac{R}{R_o}.$$

Рівняння взаємозв'язку (3.36) між фізичними характеристиками ґрунту (як природної структури, так і в межах ущільненої зони) та результатами пенетраційних випробувань за різними напрямками відносно горизонтальної площини (методика та результати цих досліджень викладені в п. 2.1) зведені в табл. 3.3.

Значення статистичних характеристик рівняння (3.36), що також вміщені в таблиці, вказують на тісний взаємозв'язок між R , ρ_d , W ґрунту за всіма напрямками відносно горизонтальної площини для обох пенетрометрів і кутів при вершині конусу.

Таблиця 3.3 – Рівняння взаємозв'язку між фізичними характеристиками ґрунту та результатами penetраційних випробувань за різними напрямками відносно горизонтальної площини

Пенетр ометр	Кут при верши ні конусу	Напрямок відносно горизонта льної площини	Емпіричні рівняння для визначення:		Значення статистичних характеристик		
			$\lg R =$	$\rho_d =$	r	v	D
ПД-2	30°	0°	2.59 - 4.94 W - 2.88 ($1/\rho_d$)	2.88 / (2.59 - 4.94 W - $\lg R$)	0.96	0.09	0.003
		45°	2.12 - 4.12 W - 2.42 ($1/\rho_d$)	2.42 / (2.12 - 4.12 W - $\lg R$)	0.92	0.12	0.006
		90°	1.54 - 2.67 W - 1.89 ($1/\rho_d$)	1.89 / (1.54 - 2.67 W - $\lg R$)	0.92	0.12	0.005
МВ-2	30°	0°	1.98 - 3.93 W - 1.99 ($1/\rho_d$)	1.99 / (1.98 - 3.93 W - $\lg R$)	0.87	0.16	0.02
		45°	1.85 - 1.66 W - 2.47 ($1/\rho_d$)	2.47 / (1.85 - 1.66 W - $\lg R$)	0.84	0.20	0.03
		90°	1.69 - 0.30 W - 2.62 ($1/\rho_d$)	2.62 / (1.69 - 0.30 W - $\lg R$)	0.85	0.16	0.02
	17° 40'	0°	1.23 - 2.11 W - 1.80 ($1/\rho_d$)	1.80 / (1.23 - 2.11 W - $\lg R$)	0.85	0.14	0.004
		45°	1.50 - 2.33 W - 2.15 ($1/\rho_d$)	2.15 / (1.50 - 2.33 W - $\lg R$)	0.86	0.17	0.005
		90°	1.89 - 1.24 W - 2.98 ($1/\rho_d$)	2.98 / (1.89 - 1.24 W - $\lg R$)	0.86	0.16	0.006

3.4 Використання рівнянь взаємозв'язку фізичних і механічних властивостей ґрунтів

Вище було сказано, що за допомогою рівняння взаємозв'язку (3.36) можливо вирішувати практичні завдання з визначення фізико-механічних характеристик ґрунтів. Так, маючи рівняння (3.37 – 3.40) для конкретних різновидів ґрунтів, визначених відповідно до ДБН В.2.1-10-2009 [65] як інженерно-геологічний елемент, можливо за відомими значеннями «коефіцієнта пористості (e), вологості (W)» однозначно встановлювати відповідні величини: питомого опору penetрації, R ; модуля деформації, E ; кута внутрішнього тертя, φ ; питомого зчеплення, C . А використовуючи рівняння (3.41 – 3.43), за відомими значеннями питомого опору penetрації, R , і вологості ґрунту, W , можливо однозначно встановлювати механічні характеристики ґрунту: E ; φ ; C .

Багаторазово була застосована методика встановлення фізико-механічних властивостей ґрунтів з використанням рівняння взаємозв'язку (3.36) при дослідженнях зон ущільнення у пірамідальних паль, фундаментів в пробитих свердловинах, опор ліній електропередач різних конструкцій і інших фундаментів.

Однак, застосування рівняння виду (3.36) можливо і для вирішення багатьох феноменологічних завдань досліджень. Нижче розглянемо деякі з них.

Вплив розмірів наконечників на величину показника зондування пісків. При відпрацюванні методики статичного зондування пісків це питання представляло певний інтерес.

Експериментальні дослідження були проведені в лабораторних умовах на лабораторній зондувальній установці ЛЗУ-1 конструкції ПолтНТУ. Досліджувався крупний, однорідний, повітряно-сухий пісок з вмістом SQ_2 — 98,7%. У лотку ґрунт готували шести значень щільності $\rho_d = 1,50; 1,52; 1,55; 1,60; 1,64; 1,67$ т/м³. Щільність укладання піску досягалася для пухкого стану засипанням через воронку, для щільного – поверхневою та глибинною вібрацією з привантаженням [79].

Зондування проводилося гладкими конічними наконечниками з кутом між твірною та вертикаллю $\alpha = 15^\circ$. Використані наконечники п'яти різних розмірів з діаметром основи конуса $\alpha = 2,9; 3,5; 3,9; 4,5; 5,0$ см. У всіх випадках витримувалося співвідношення діаметра конуса до діаметру штанги $d_c / d_{ш} \geq 1,8$. Швидкість занурення наконечника в ґрунт не перевищувала 0,25 м/хв.

Для кожного дослідження показник зондування вираховували за формулою (3.16). Кожному значенню показника зондування, V , відповідало значення щільності ґрунту, $1/\rho_d$. З метою узагальнення результатів випробувань вони були представлені в координатах «зворотна величина щільності сухого ґрунту, $1/\rho_d$ – логарифм показника зондування, $\lg V$ ». Цей графік представлений на рис. 3.6.

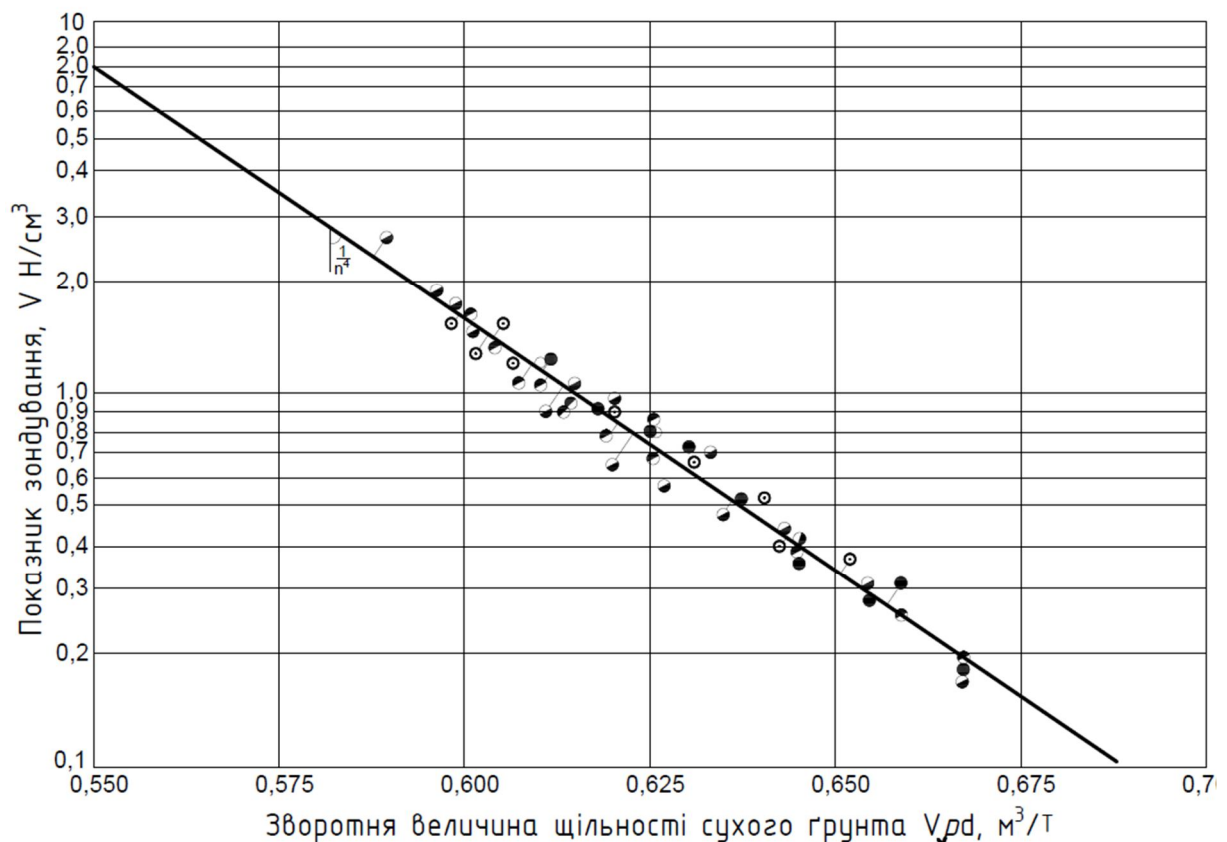


Рис. 3.6 – Результати зондування піску наконечниками різних розмірів

Інтерпретуючи його відповідно до рівняння (3.36), отримуємо лінійне рівняння

$$\frac{1}{\rho_d} = 0.886 - 0.0716 \lg \frac{V}{0.1}, \quad (3.44)$$

з коефіцієнтом кореляції $r = 0,99$.

В результаті кореляційного аналізу однозначно встановлено повну незалежність величини показника зондування, V , від розмірів гладких конічних наконечників для піску кварцового, крупного, малого ступеню водонасичення в широкому діапазоні зміни його щільності.

Вплив якості поверхні конічних наконечників на результати penetрації та зондування. Дослідження багатьох фахівців вказують на вплив якості поверхні конічного наконечника на результати penetрації і зондування. Прийнято для цих задач використовувати полірований металевий конус [164]. Однак, в процесі експлуатації поверхня конуса порушується, особливо в польових умовах. Мейергофом було введено поняття шорсткого конуса, коли тертя за його бічною поверхнею рівно тангенсу кута внутрішнього тертя дослідного ґрунту. Їм було запропоновано для випробувань бетонний клин і мідний конус, оброблені піском.

В ПолтНТУ було запропонована конструкція ідеально шорсткого конуса. Схема наконечника показана на рис. 3.7. Він включає в себе конус і хвостовик та відрізняється тим, що з метою створення умов тертя за ґрунтом, конус виконано з циліндричними ступенями. Наконечник складається з конуса – 1 і хвостовика – 2. Конус виконаний з циліндричними ступенями, що мають співвідношення $\frac{\delta}{h_c} = \operatorname{tg} \alpha$, а

відношення висоти ступені до висоти конуса приймається $0,05 - 0,1$.

При зануренні наконечника в ґрунт під циліндричними ступенями утворюються ділянки ущільненого ґрунту, які пересуваються разом з наконечником і утворюють ґрунтову сорочку у вигляді конуса з твірною із кутом до вертикалі, α . Запропонований наконечник однозначно відповідає умовам шорсткого конуса і створює умови тертя ґрунту за ґрунтом.

Були проведені penetраційні та зондувальні випробування в піщаних і глинистих ґрунтах з метою виявлення очікуваного феномена. Методика цих досліджень була заснована на наборі експериментальних даних по penetрації і зондування ґрунтів різних видів і станів, а потім узагальнення отриманих результатів відповідно до умов, прийнятих для рівняння (3.36).

На рис. 3.8, а наведено експериментальні дані penetрації крупного, однорідного, кварцового, повітряно-сухого піску гладким і ступінчастим конічним наконечником з однаковими геометричними параметрами: $\alpha = \operatorname{const}; h_c = \operatorname{const}; d_c = \operatorname{const}$.

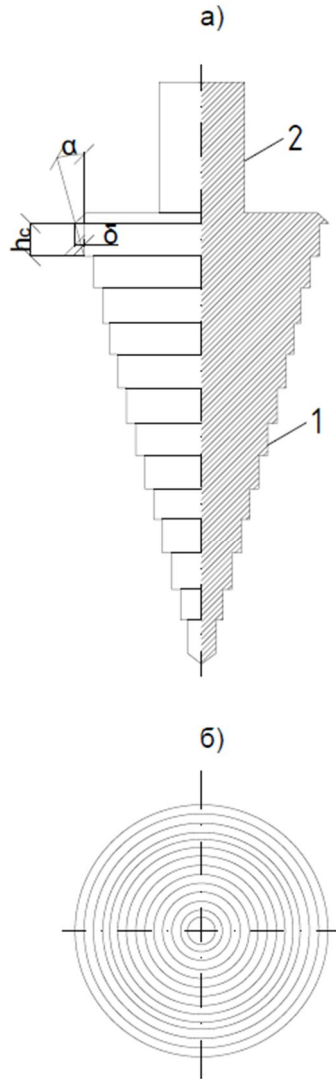


Рис. 3.7 – Ступінчатий конічний наконечник для penetрації і зондування:
 а – розріз; б – план; 1 – конічна частина; 2 – хвостовик, h_c – висота ступенів; δ – уступ;
 α – кут між вертикаллю і твірною конуса

Випробування виконано за допомогою лабораторного пенетрометра ЛП-1. Коефіцієнт пористості піску змінювався в межах від 0,90 – 0,72 і відповідно кут внутрішнього тертя – від 32° до 36° . Пряма 1 встановлює залежність між зворотною величиною щільності сухого ґрунту, I / ρ_d і логарифмом показника penetрації, U , отриманого за допомогою гладкого металевого конуса. Пряма 2 встановлює аналогічну залежність, але за допомогою ступінчатого наконечника. Відзначається велика різниця між значеннями показників penetрації – вони в 3 рази більше для ступінчатих наконечників. На рис. 3.8, б наведені аналогічні дані для суглинку порушеної структури. Кут внутрішнього тертя ґрунту змінювався в діапазоні $14 - 16^\circ$. При всіх рівних умовах питомий опір penetрації, отриманий за допомогою шорсткого наконечника, в 1,3 рази більше, ніж для гладкого.

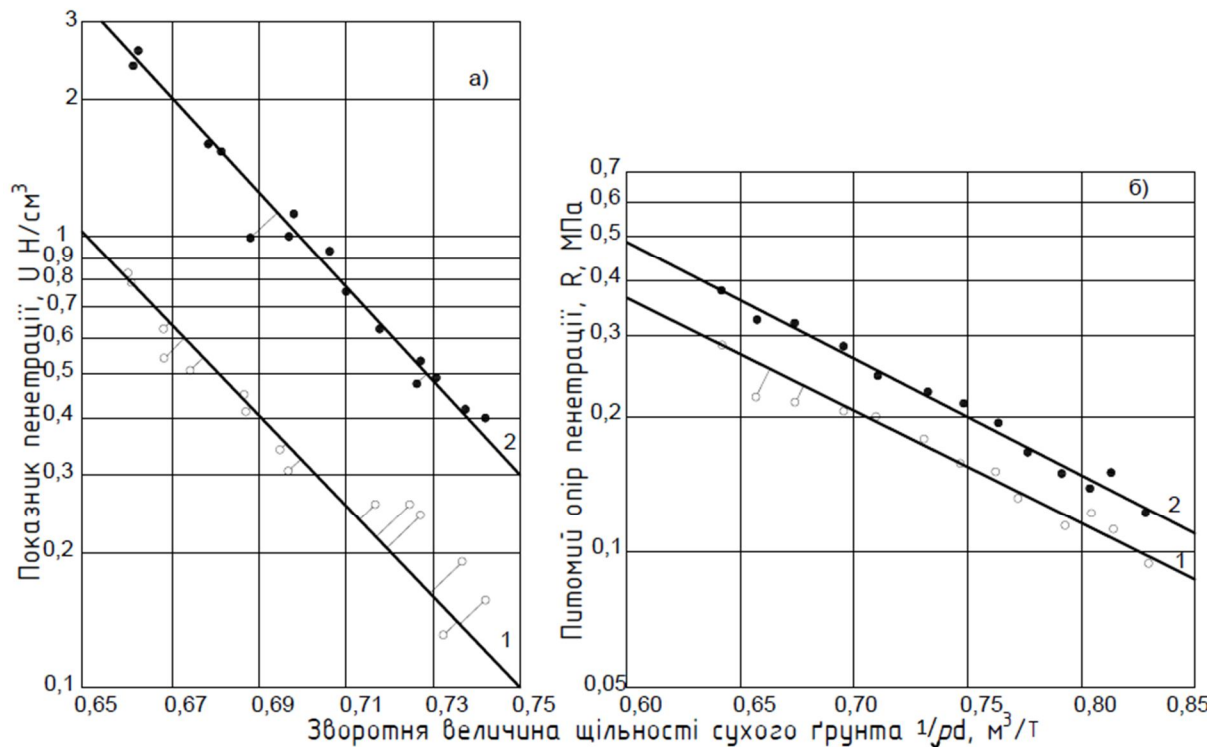


Рис. 3.8 – Результати penetраційних випробувань ґрунтів гладкими і ступінчастими конічними наконечниками: а – піски; наконечники: 1 – гладкий, 2 – ступінчастий; б – суглинок; наконечники: 1 – гладкий; 2 – ступінчастий

Отримані результати підтверджують положення про те, що навколо ступінчатого наконечника утворюється ґрунтова оболонка, яка переміщається за одне з наконечником. При цьому відбувається тертя ґрунту за ґрунтом. Саме ця величина визначає значення показника penetрації пісків і питомий опір penetрації для суглинок. Якщо прийняти коефіцієнт тертя металу за ґрунтом $f = 0,10 - 0,12$, то розрахунком можливо підтвердити отримані результати. Таким чином, чим більше кут внутрішнього тертя ґрунту, тим більше може бути похибка при використанні звичайного гладкого металевого наконечника при penetраційних випробуваннях. Вона відчутна при дослідженнях пісків і може бути незначною при penetрації водонасичених глинистих ґрунтів.

На рис. 3.9 наведені результати зондування крупних, однорідних, повітряно-сухих, кварцових пісків, виконані в лабораторних умовах за допомогою установки ЛЗУ-1 наконечниками з різними кутами, α , між твірною і вертикаллю конуса. Було використано конічні наконечники з однаковим діаметром основи конуса $d_c = const$.

На рис 3.9, а наведено дані для гладких наконечників, а на рис. 3.9, б – для ступінчатих. Для кожної величини кута α зондування проводили при семи значеннях щільності сухого ґрунту, ρ_d , як гладкого, так і шорсткого наконечників.

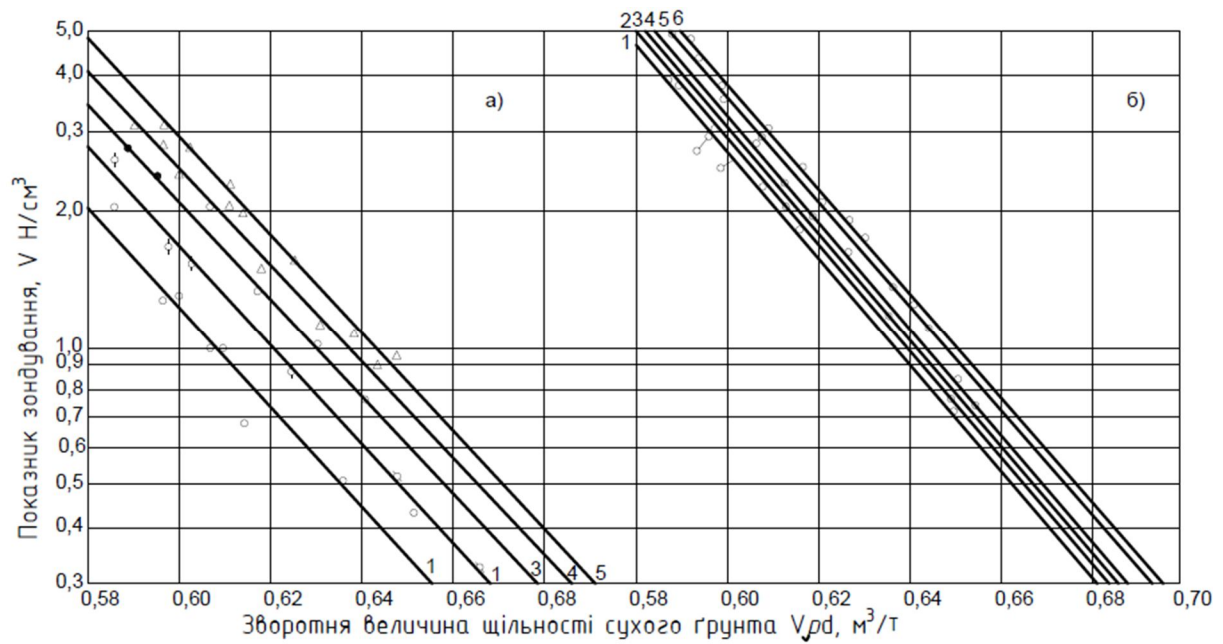


Рис. 3.9 – Результати зондування пісків гладкими і ступінчастими конічними наконечниками: а – гладкими з кутом α : 1-10°; 2-15°; 3-22,5°; 4-30°; 5-45°; б – ступінчастими з кутом α : 1-10°; 2-15°; 3-22,5°; 4-30°; 5-45°

Як характеристика зондування піску була прийнята величина, V_A , що обчислюється за такою формулою

$$V_A = \frac{P - P_0}{H \times A}, \quad (3.45)$$

за аналогією з виразом (3.16), де A – площа основи конуса.

Отримані дані підтверджують загальновідомі положення [14, 214, 259, 260] про формування пружного ядра під плоским і конічним штампами. Згідно з цими уявленнями форма пружного ядра наближається до конічного, а його кут $\alpha \approx 22,5^\circ$. Якщо гладкий наконечник має $2\alpha < 22,5^\circ$, то ядро при цьому не формується, і тертя відбувається за металом. Якщо $2\alpha > 22,5^\circ$, то з'являються елементи цього ядра, і чим більше α , тим більше елементів пружного ядра формується. У плоского штампа – повне пружне ядро.

Графіки на рис. 3.9, а свідчать про те, що з формуванням елементів пружного ядра інтенсивність збільшення показника зондування знижується, тобто проявляється ефект тертя за ґрунтом.

На рис. 3.9, б наведено графіки, отримані за допомогою ступінчастих наконечників. Згідно з цими даними опір ґрунту занурення ідеально шорсткуватих наконечників одного діаметра практично не залежить від кута розкриття конуса. Відзначається деяка тенденція до збільшення опору зондування зі збільшенням кута α , що підтверджує висновки Мейергофа. Наведені приклади показують високу ефективність і достовірність використання рівняння взаємозв'язку (3.36) при вирішенні різних феноменологічних завдань досліджень.

3.5 Висновки до розділу III

1. Опис процесів зондування та penetрації ґрунтів традиційною триступеневою формулою граничного стану основи дозволило встановити об'єктивні характеристики penetрації і зондування. При цьому однозначно поділяються особливості виявлення цих характеристик для зв'язних і незв'язних ґрунтів. Теоретичні передумови добре підтверджуються експериментальними дослідженнями.

2. Об'єктивним критерієм достовірності характеристик penetрації та зондування є їх інваріантність, закладена в рівнянні граничної рівноваги. З'ясовано особливості інваріантності характеристик penetрації і зондування для зв'язних і незв'язних ґрунтів. Порушення умов інваріантності характеристик penetрації і зондування свідчать про наявність факторів, які не враховані при плануванні експериментів. На підставі цього положення перевірка інваріантності слугує інструментом для виявлення цих факторів.

3. На даному етапі досліджень для визначення коефіцієнтів несучої здатності в тричленному рівнянні граничного стану ґрунтів при penetрації та зондуванні за основу прийнято рішення Б.Г. Березанцева при вісесиметричній деформації. На підставі цього підходу розроблено методики визначення міцності пісків, у т. ч. і тих, що мають зчеплення, за результатами penetрації та зондування. Для зв'язних ґрунтів з цією метою слід застосовувати метод суміщених випробувань penetрацією та обертальним зрізом. Наведено результати багаторічних досліджень, які підтверджують достатню збіжність отриманих результатів з традиційними уявленнями про величини характеристик міцності.

4. Особливості застосування чисельних методів розв'язання задач механіки ґрунтів для фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, полягають у наявності «зони впливу», в межах якої штучно змінюються фізико-механічні характеристики ґрунту. Безпосереднє визначення характеристик ґрунтів у кожному елементі простору дуже трудомістка, а інколи являється задачею, яку не можливо розв'язати. Запропоновано використовувати для цього рівняння взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками властивостей ґрунтів.

5. Рівняння взаємозв'язку між фізичними й механічними властивостями ґрунтів встановлюються для окремих різновидів, що володіють постійними індикаційними характеристиками (число пластичності, мінералогічний склад, структурні особливості і т. ін.) за результатами узагальнення чисельних експериментальних даних. Застосовуючи метод penetрації і маючи значення щільності-вологості, в будь-якому елементі ґрунтового масиву можливо визначити необхідну характеристику.

6. Показана можливість використання рівнянь взаємозв'язку між фізичними та механічними характеристиками ґрунтів для узагальнення результатів експериментів під час розв'язання задач досліджень.

РОЗДІЛ ІV. ФІЗИКО-ХІМІЧНІ ПРОЦЕСИ, ЩО ВІДБУВАЮТЬСЯ В МЕЖАХ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

Вище були розглянуті умови формування в основі фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, «зони впливу» та закономірності зміни фізико-механічних властивостей ґрунтів у її межах. Ці явища залежать також від властивостей і стану ґрунтів основи в момент влаштування фундаментів, а також від параметрів фундаментів і методів їх улаштування.

В процесі експлуатації фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, на «зону впливу» діють різні явища, які протікають у часі. До таких явищ, у першу чергу, відносять процеси динамічного знеміцнення глинистих ґрунтів у процесі влаштування таких фундаментів з наступним зміцненням у часі «відпочинку»; явища проморожування-відтавання у межах «зони впливу», які викликані природніми коливаннями температури; а також процеси, які викликані діяльністю людини: зволоження ґрунтів «зони впливу» за рахунок антропогенного підняття ґрунтових вод, агресивної дії цих вод тощо. Усі ці явища, в тій чи іншій ступені впливають на несучу здатність фундаменту та осідання його основи. Нижче розглянуто поставлені питання з позиції зміни залежності «навантаження – осідання» фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту.

4.1 Явище динамічного знеміцнення глинистих ґрунтів «зони впливу» в процесі влаштування фундаментів і наступного їх зміцнення в процесі «відпочинку»

При влаштуванні фундаментів без виймання ґрунту динамічним способом, а саме зануренням збірних паль і фундаментів чи влаштування порожнин для них, у межах «зони впливу» виникають зміни структури ґрунтів, які визначають збільшення несучої здатності фундаментів у часі. У технічній літературі це явище має назву «відпочинок» фундаментів і паль [11, 13, 38, 63, 64, 79, 88, 135, 172]. Аналіз літературних джерел про причини зміцнення глинистих ґрунтів навколо фундаментів, які влаштовано динамічним способом, свідчить про відмінність уявлень про цей процес. Частина дослідників таке збільшення опору забивних паль у часі поясняє механічним розсмоктуванням водної плівки, яка утворюється за бічною поверхнею паль при їх зануренні. Інші це явище пов'язують з консолідацією навколишнього ґрунту і розсіюванням порового тиску, яке виникає при зануренні паль. Треті вважають, що основними процесами при цьому є тиксотропне змінення ґрунтів [11, 13, 38, 62 – 64, 79, 88, 135, 172, 211].

Усі ці версії є елементами загальної системи явищ, характерних для основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, а саме, втрата міцності ґрунту в момент прикладення динамічного навантаження та

наступне поступове відновлення і зміцнення основи у межах «зони впливу». Основою цього явища є трьохстадійний процес, розглянутий Осиповим В.І. [143], у такій послідовності: I – руйнування первісної структури ґрунтів; II – перехід ґрунту в розслаблений до розрідженого стан; III – відновлення структури та поступове зміцнення системи (паля-«зона впливу»).

Відомо, що у піщаних і глинистих ґрунтах структурні зв'язки мають різний характер і проявляються у вигляді сил тертя між твердими частинками, а також зчеплення у вигляді жорстких структурних і водно-колоїдних зв'язків між ними. В усіх випадках для нескількох ґрунтів міцність структурних зв'язків значно менша, ніж міцність твердих частинок. Тому саме за структурними зв'язками деформуються та руйнуються ґрунти.

Для піщаних ґрунтів порушеної структури у місцях контактів між частинками структурна міцність забезпечується зачепленням частинок між собою. Виникає, так зване, «зчеплення зачеплення», з подоланням якого далі зв'язок між частинками забезпечується лише тертям поверхонь частинок. При динамічному впливі на таку систему у водному середовищі збільшується поровий тиск, за рахунок чого послабляються ефективні напруження на контактах частинок, виникає зменшення тертя та зачеплення між частинками і, як наслідок, розрідження піску (гравітаційне знеміцнення за Осиповим В.І.) [143]. Зі зниженням динамічного навантаження поровий тиск зменшується, частина води з «зони впливу» витискується, починається процес відновлення структури ґрунту. При цьому міцність ґрунту збільшується за рахунок збільшення площі контактів між частинками. У часі процес відновлення структури ґрунтів проходить у короткі строки, які визначаються коефіцієнтом фільтрації ущільненого піщаного ґрунту.

Для тонкодисперсних водонасичених глинистих ґрунтів характерні віддалені та наближені коагуляційні контакти (рис. 4.1, а, б), які утворюються за рахунок віддалених молекулярних, а також електростатичних і магнітних впливів. Ці сили перевищують вагу частинок і діють крізь гідратні плівки зв'язаної води. При цьому відсутнє пряме (сухе) торкання частинок. Деформування ґрунтів з такими контактами визначається властивостями гідратної плівки у контактній зоні.

При динамічному впливі такі зв'язки руйнуються шляхом перетворення зв'язаної води у гравітаційну – виникає тиксотропне знеміцнення ґрунту. Зі зняттям динамічного навантаження коагуляційні контакти відновлюються. А через те, що цей процес має імовірнісний характер, то відновлення міцності тиксотропних ґрунтів розвивається у часі і залежить від умов рухливості частинок. Розрізняють «миттєво відновлену міцність», а далі нарощення міцності затухає, і на протязі часу T у таких системах міцність відновлюється повністю. Коли динамічний вплив викликав незворотну зміну дисперсності ґрунту (виникло його ущільнення), міцність ґрунту збільшиться порівняно з початковою за рахунок збільшення коагуляційних контактів частинок в одиниці об'єму системи.

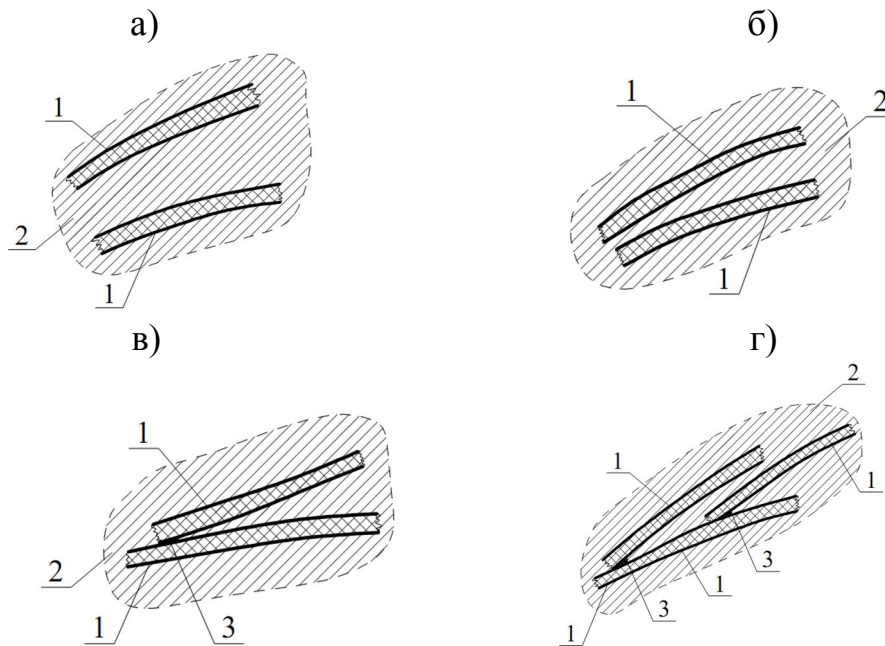


Рис. 4.1 – Типи контактів між частинками глинистих ґрунтів: а – далекі; б – близькі коагуляційні контакти; в, г – хімічні та коагуляційні контакти; 1 – частинки; 2 – зв’язана вода; 3 – хімічний зв’язок на контактi

Для глинистих ґрунтів, до яких відносяться лесові супіски і суглинки, характерні контакти, наведені на рис 4.1, в, г. Внаслідок безпосереднього контакту частинок у місці торкання формуються хімічні чи іонно-електростатичні (жорсткі) зв’язки у додаток до коагуляційних на ділянках, розділених гідратною плівкою. Ці зв’язки визначають пружні та в’язкопластичні властивості ґрунтів в певних діапазонах навантажень.

Розглянемо процес знеміцнення та наступного зміцнення таких ґрунтів на реологічних моделях їх контактів. Стадійність стану ґрунтів у різні моменти часу прикладання динамічного навантаження показана на рис. 4.2.

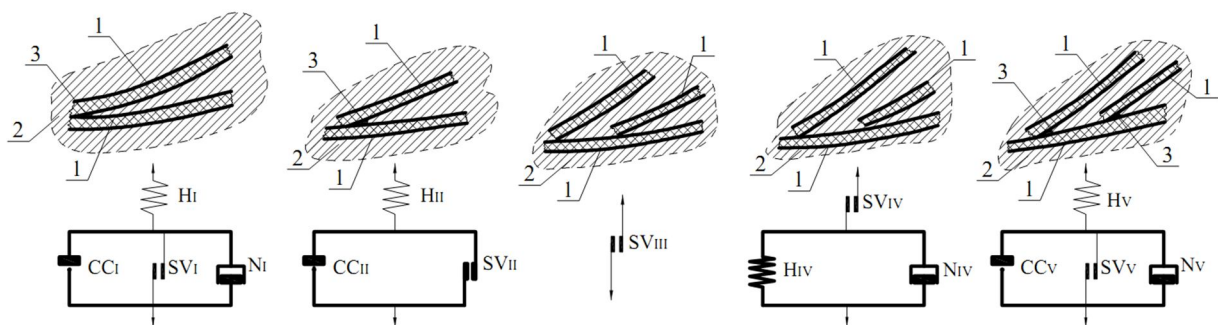


Рис. 4.2 – Схема стадійності стану ґрунтів та відповідні реологічні моделі: а, б, в, г, д. 1 – частинки; 2 – зв’язана вода; 3 – хімічний зв’язок на контактi

При прикладенні динамічного навантаження деформування контакту має пружний характер до руйнування жорстких зв’язків $\tau < \tau_{SI}$ (де τ_{SI} –

межа текучості контакту до руйнування його жорстких зв'язків), а далі воно проходить як коагуляційне з елементами «сухого» тертя на ділянках, де ці зв'язки були зруйновані. При навантаженнях $\tau > \tau_{SI}^*$ (де τ_{SI}^* – межа текучості контакту після руйнування його жорстких зв'язків) руйнування має в'язкопластичний, незворотній у часі, характер. Реологічна модель контакту містить послідовно з'єднані пружний елемент Гука – H_I і три паралельних елементи: в'язкий Ньютон – N_I , пластичний Сен-Венана – SV_I і спеціальний елемент, який моделює крихке руйнування жорстких зв'язків – CC_I , тобто $H_I - (N_I / SV_I / CC_I)$ (рис 4.2, а). В цій моделі при напруженнях $\tau < \tau_{SI}$ працює пружний елемент, а після розриву елементу крихкого руйнування при $\tau > \tau_{SI}$ до роботи стає елемент «сухого» тертя і в'язкий елемент. Реологічне рівняння цієї моделі має вигляд

$$\tau = G_I \times \gamma, \quad (4.1)$$

де G_I – модуль пружності зрушення; γ – деформація.

При динамічному впливі на ґрунт до його механічного ущільнення, зв'язана вода переходить у вільний стан, але жорсткі зв'язки ще не зруйновані. Реологічна модель контакту виражається $H_{II} - SV_{II} / CC_{II}$ (рис. 4.2, б).

Хімічні зв'язки на «сухих» ділянках контакту деформуються пружно до межі міцності τ_{sII} , при цьому $\tau_{sII} \approx \tau_{sI}$. При $\tau > \tau_{II}$ ці зв'язки руйнуються, і ґрунт набуває спроможності незворотної пластичної течії. Рівняння стану ґрунту при цьому

$$\tau = G_{II} \times \gamma, \quad (4.2)$$

де G_{II} – модуль пластичної течії; $\gamma = f(\tau, \sigma)$, де σ – нормальний тиск.

В наступний період наявність у складі ґрунтів фракцій, характерних для обох випадків знеміцнення визначає особливість проявлення в них тиксотропних і гравітаційних явищ, що визначає їх пливунне знеміцнення за Осиповим В.І. Тиксотропні та гравітаційні явища доповнюють одне одного і сприяють більш повному руйнуванню структури. У «зоні впливу» фундаменту, який занурюють у ґрунт, виникає ущільнення ґрунту. Частинки ґрунту взаємодіють між собою за принципом зачеплення. Міцність ґрунту в таких умовах досягає свого найбільшого значення. Реологічна модель контакту визначається пластичним елементом SV_{III} (рис. 4.2, в).

При знятті динамічного навантаження у часі при $t < T$ вільна вода повертається до зв'язаного стану, поровий тиск знижується. За рахунок ущільнення ґрунту в «зоні впливу» збільшилась кількість «сухих» ділянок, і утворилися нові коагуляційні зв'язки, процес утворення нових жорстких зв'язків тривалий у часі. Реологічна модель визначається виразом $SV_{VI} - H_{IV} / N_{IV}$, а рівняння стану ґрунту має вигляд

$$\tau = G_{IV} \times \gamma + \eta \times \dot{\gamma}, \quad (4.4)$$

де G_{IV} – модуль ентропійної еластичності ґрунту.

Зміцнення ґрунту в початковий період після зняття динамічного навантаження протікає, переважно, за рахунок тиксотропних процесів, у

подальшому воно зв'язано, переважно, з гравітаційними процесами. Процес зміцнення таких ґрунтів іде менш інтенсивно тому, що тиксотропному зміцненню заважають залишкові коливання піщаних частинок, а часткове тиксотропне оновлення мережі з глинистих і пилюватих частинок навкруги піщаних, у свою чергу, заважає їх переміщенню і швидкому гравітаційному зміцненню. Кінцева міцність ґрунту, звичайно, більша ніж початкова. У наслідку утворюються якісно ті ж, що і до початку формування «зони впливу» контакти у ґрунті, але з іншими кількісними характеристиками. Реологічна модель визначається виразом $H_V - N_V/SV_V / CC_V$, а рівняння стану ґрунту має вигляд

$$\tau = G_V \times \gamma. \quad (4.5)$$

Відповідно дослідженням фахівців [38, 62, 79, 88, 143] параметри процесу динамічного знеміцнення ґрунтів і наступного їх зміцнення після зняття динамічного навантаження залежать від групи мінералогічних і фізико-хімічних характеристик ґрунтів. До збільшення тиксотропних властивостей ґрунтів призводять: збільшення глинистої складової; зниження вмісту органіки; зменшення показника pH середовища; збільшення вологості; зниження щільності; збільшення температури середовища. Мінералогічний склад глинистих частинок можливо розмістити у ряд за нарощенням тиксотропних властивостей ґрунту: гідрослюда; монтморилоніт; каолініт; палигорськіт. Зручними для розвитку тиксотропії слід вважати наявність двовалентних катіонів з великими іонними радіусами й підвищену концентрацію солей у поровій воді ґрунту. Гравітаційні властивості, які забезпечуються піщаною фракцією частинок ґрунту і заважають його розрідженню полягають у: більшому значенню відносної щільності, наявності цементаційних зв'язків, більша крупність зерна, підвищена неоднорідність, шорсткість і кутоватість частинок, збільшення затисненого повітря, збільшення природного тиску. Час гравітаційного зміцнення збільшується з погіршенням умов дренажу ґрунтів, тобто зі зменшенням коефіцієнту фільтрації, наявності нашарувань піщаних і глинистих ґрунтів.

На розвиток процесів у «зоні впливу» фундаментів, які влаштовуються без виймання ґрунту, пов'язаних зі збільшенням їх несучої здатності у період «відпочинку» впливають наступні три групи факторів:

- параметри динамічних навантажень (характер, частота, амплітуда, тривалість дії);
- розміри «зони впливу»;
- мінералогічні і фізико-хімічні властивості ґрунтів.

З метою встановлення кількісних параметрів (тривалості, інтенсивності, відношення умовно-миттєвої несучої спроможності F_{d0} до несучої здатності за оптимальний час відпочинку F_{dT} , тощо) явище «відпочинку» фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, були

проведені натурні випробовування їх несучої здатності у конкретних ґрунтових умовах. На 11 дослідних майданчиках у Полтавській, Харківській, Дніпропетровській, Сумській і Вінницькій областях, складених лесованими суглинками різної консистенції, виконані статичні випробовування 72 фундаментів, які споруджені без виймання ґрунту, відповідно до «ДСТУ Б В.2.1-11-2011. Палі. Визначення несучої здатності за даними польових випробувань». Випробовано 15 коротких пірамідальних палей і 57 фундаментів у пробитих свердловинах.

Навантаження на фундаменти передавали гідравлічним домкратом. Несучу здатність палей визначали за залежністю «навантаження – осідання» при величині осідання фундаменту у 3,0 см. В якості параметра «зони впливу» прийнята площа поперечного перерізу зони ущільнення ґрунту в місці максимального її діаметру

$$A_{zi} = 0,25\pi(D^2 - b_p^2), \quad (4.6)$$

де D – діаметр зони розповсюдження ущільнення, який обчислюється за формулами (2.4) чи (2.8); b_p – діаметр фундаменту у відповідному перерізі.

У якості узагальненої характеристики стану ґрунту було прийнято показник текучості I_L .

Несучу здатність фундаменту, що споруджують без виймання ґрунту, в будь який момент часу після їх влаштування, F_{dt} , слід визначати за виразом

$$F_{dt} = F_{d0} + \Delta F_{dt}^{gis} \quad (4.7)$$

де F_{d0} – «умовно-миттєва» несуча здатність фундаменту, що споруджується без виймання ґрунту, при терміні «відпочинку» $t \rightarrow 0$; ΔF_{dt}^{gis} – прирощення несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, за рахунок зміцнення ґрунту «зони впливу» внаслідок «відпочинку» фундаменту в момент часу t .

Випробування фундаментів проводили при терміні «відпочинку», який перевищував його оптимальну величину T (час, за який фундамент набирає 95% своєї кінцевої несучої здатності, F_{dt}) [64]. Для визначення впливу «відпочинку» фундаментів різних конструкцій і розмірів у глинистих ґрунтах різної консистенції на їх несучу здатність користувалися відносною несучою здатністю фундаментів, яка представлена відношенням F_{dt} / F_{d0} . В запропонованій інтерпретації результати досліджень явища зміни несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, в процесі їх «відпочинку» наведені на рис. 4.3.

За допомогою комп'ютерних програм дані були інтерпретовані низкою математичних функцій. Найбільш зручною для інтерпретації обрано експоненціальну залежність з коефіцієнтом кореляції $r > 0,9$. Таким чином, на підставі отриманих даних, а також досліджень А.О. Бартоломея, В.С. Юшкова, А.Б. Пономарева [11, 139, 157] тривалість оптимального терміну «відпочинку» фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, можливо представити у такому вигляді

$$T = B \cdot (1 + I_L)^2 \cdot (1 + C \cdot A_{si}), \quad (4.8)$$

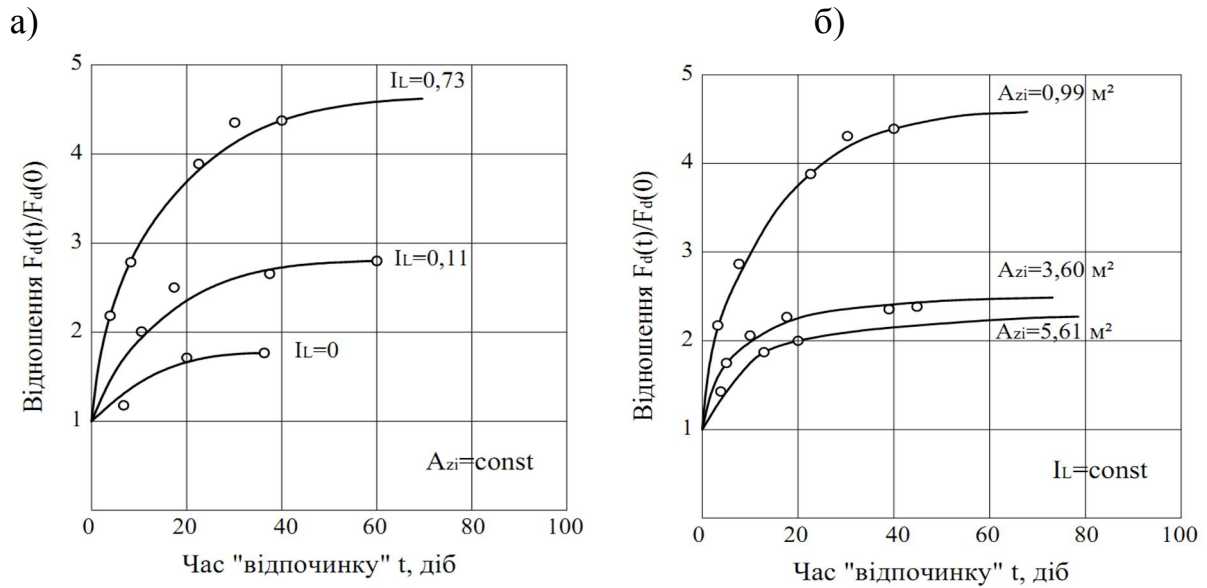


Рис. 4.3 – Залежність відносної несучої здатності $F_d(t)/F_d(0)$ до часу «відпочинку» фундаменту в пробитих свердловинах при умові: а) $A_{zi}=\text{const}$; б) $I_L=\text{const}$

де B – віддзеркалює характер і тривалість ді динамічного навантаження і визначається емпіричним шляхом, розмірність – доба. Для пірамідальних паль $B = 23$ діб, для фундаментів у пробитих свердловинах $B = 12,5$ діб. Другий коефіцієнт C має розмірність $1/\text{м}^2$. Для пірамідальних паль $C = 0,75 1/\text{м}^2$, для фундаментів в пробитих свердловинах $C = 0,75 1/\text{м}^2$.

Залежність «умовно-миттєвої» несучої здатності, F_{d0} , від показника I_L , може бути представлена у вигляді

$$F_{d0} = (d_0 - d_1 \cdot I_L) \cdot 10^2, \quad (4.9)$$

де d_0 і d_1 – емпіричні коефіцієнти:

для ПП $d_0 = 0,82$; $d_1 = 0,43$; $r = 0,968$; $v = 0,018$;

для ФПС $d_0 = 0,82$; $d_1 = 0,44$; $r = 0,954$; $v = 0,02$.

Рівняння прирощення несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, у часі в процесі «відпочинку» може бути представлено кореляційним рівнянням вигляду

$$\Delta F_{dt}^{gis} = f(r) \cdot \left(1 - e^{-\frac{\gamma}{T}}\right), \quad (4.10)$$

де $f(r)$ і γ – параметри ядра повзучості, визначаються за результатами експерименту:

$$f(r) = F_{dT} - F_{d0}; \quad (4.11)$$

$$\gamma = \ln 0,01 \approx -4,6. \quad (4.12)$$

При цьому (4.10) набуває вигляду

$$\Delta F_{dt}^{gis} = \{F_{dt} - F_{d0}\} \cdot (1 - e^{-4,6/T}). \quad (4.13)$$

Алгоритм розрахунку несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, наступний.

1. За результатами статичних випробувань фундаменту визначається термін «відпочинку» t і несуча здатність F_{Dm} .

2. За даними інженерно-геологічних вишукувань і розмірами фундаментів визначиться показник текучості I_L та площа «зони впливу», A_{zi} .

3. Тривалість оптимального терміну «відпочинку» фундаменту, T , визначається за формулою (4.6).

4. Значення «умовно-миттєвої» несучої здатності, F_{d0} , визначається за формулою (4.6) у відсотках.

5. Відсоткове значення несучої здатності фундаменту за час, t , «відпочинку», ΔF_{dt}^{gis} визначається за виразом (4.13).

6. Відсоткове значення несучої здатності фундаменту за час, t , від несучої здатності за оптимальний час «відпочинку», F_{dT} , що приймається за 100%, визначається за формулою (4.7)).

7. Несуча здатність фундаменту за оптимальний час «відпочинку» складе

$$F_{dT} = \frac{100 \cdot F_{dT}}{F_{d0} + \Delta F_{dt}^{gis}}, \quad (4.14)$$

де F_{d0} і F_{dT} у кН, а F_{d0} і ΔF_{dt}^{gis} у %.

4.2. Вплив замочування на параметри «зони впливу»

Дослідження впливу замокання (замочування) лесованого ґрунту на параметри «зони впливу» проводилися в натурних умовах в процесі розкопування фундаментів:

- короткі пірамідальні палі на 3 дослідних майданчиках у кількості 24;
- фундаменти в пробитих свердловинах на 8 дослідних майданчиках у кількості 73.

Встановлені при цьому закономірності, можна показати на прикладах досліджень, проведених на дослідному майданчику у с. Супрунівка, Полтавської області, яка складена суглинком лесованим, високопористим, твердим, просадочним. У межах майданчика було влаштовано 20 фундаментів в пробитих свердловинах з різним об'ємом втрамбованого щебню в розширенні. Серед них два фундаменти були розкопані для досліджень розподілу щільності-вологості у межах «зони впливу»: ФПС-2 при природній вологості ґрунту основи; ФПС-6 – після попереднього замочування крізь дренажні свердловини на протязі 20 діб.

На рис. 4.4, а наведені розрізи простору в дослідних фундаментах і графіки зміни щільності скелету, ρ_d , і вологості, W , з віддаленням від осі фундаменту. За умов природної вологості щільність скелету ґрунту змінилася від $1,46 \text{ т/м}^3$ до $1,66 \text{ т/м}^3$.

У тих же умовах вологість ґрунту у межах «зони впливу» залишилася без змін. Відхилення від середньо величини – у межах точності визначень. Крива 1 (рис. 4.4, б) характеризує зміну коефіцієнту водонасичення, S_r ,

розповсюдження ущільнення ґрунту. Цей коефіцієнт у межах цієї зони змінюється від природної величини $S_r=0,6$ до $0,86$ поблизу тіла фундаменту.

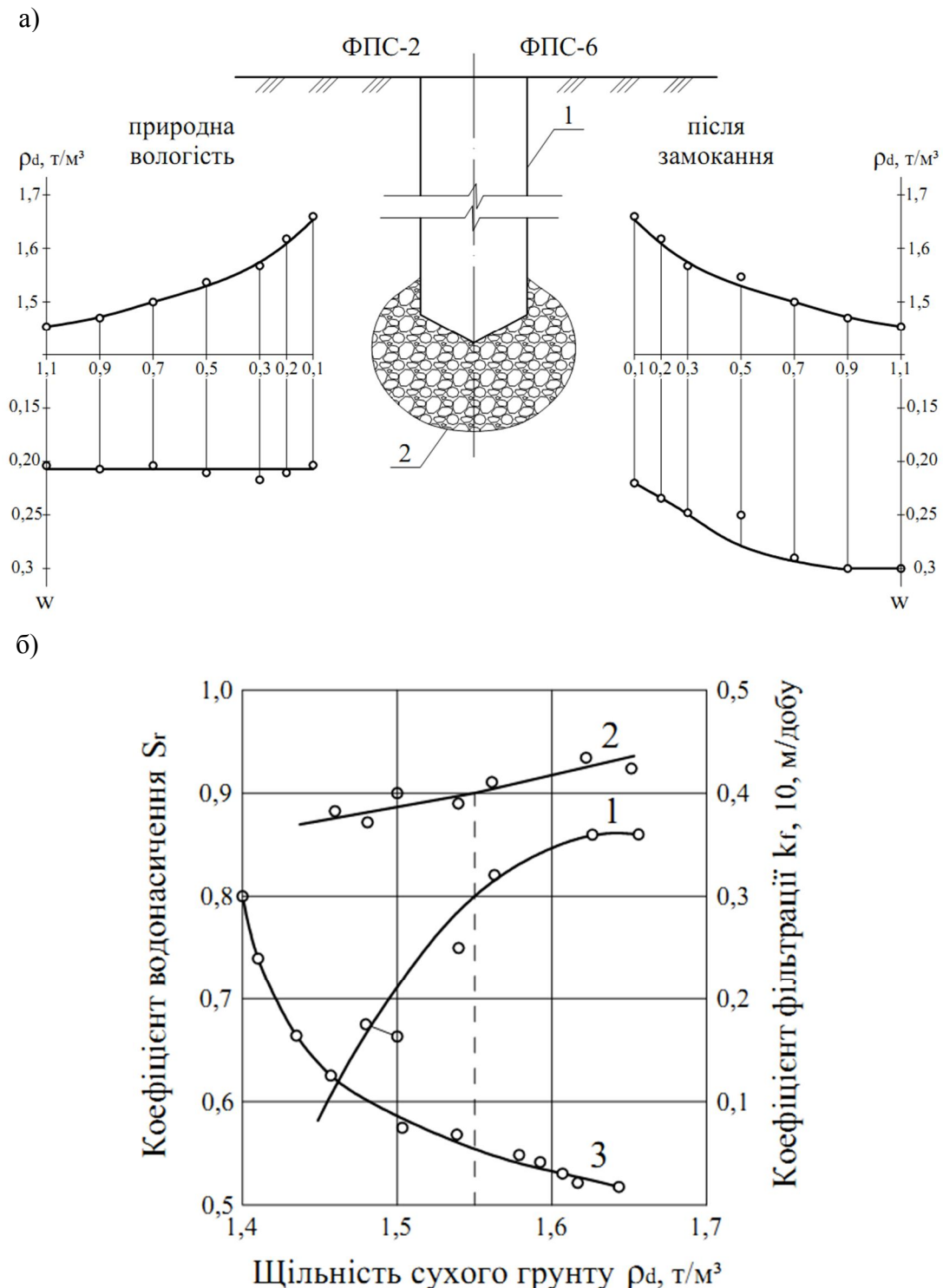


Рис. 4.4 – Результати дослідження вологості «зони впливу»: а) графіки залежності вологості та щільності в зоні ФПС: 1 – стовбур ФПС; 2 – ядро із утрамбованого щебню;

б) графіки зміни залежно від щільності:

1 – коефіцієнт водонасичення ґрунту природної вологості; 2 – коефіцієнт водонасичення замоченого ґрунту; 3 – коефіцієнт фільтрації ґрунту

Слід відзначити ще й той факт, що при природній вологості ґрунту, близької до оптимальної, ущільнення ґрунту до $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$ (критерія визначення межі зони ущільнення) відповідає коефіцієнту водонасичення ґрунту $S_r = 0,8$, що, відповідно загальним уявленням, є критерієм насичення лесових просадочних ґрунтів водою.

У процесі водонасичення ґрунту «зони впливу» крізь пробурені свердловини на протязі 20 діб з постійним підтримуванням дзеркала на рівні гирла свердловин вологість ґрунту збільшилася до $W = 0,30$ на межі зони ущільнення і, практично, не змінилася у зоні найбільшого ущільнення ґрунту. Відповідний до цієї вологості коефіцієнт водонасичення в залежності від його щільності показаний на рис 4.4, б (крива 2).

При зміні щільності скелету ґрунту $\rho_d = 1,45 - 1,66 \text{ т/м}^3$ коефіцієнт водонасичення має діапазон $S_r = 0,875 - 0,93$, що є, практично, постійною величиною $S_r \approx 0,90$. При критерії щільності лесового ґрунту зони ущільнення $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$, зміна коефіцієнта водонасичення від $S_r = 0,8$ до $S_r = 0,9$, відповідає вологості $W = 0,22 - 0,25$.

У межах радіуса «зони впливу» внаслідок водонасичення вологість ґрунту збільшилася на невелику величину $\Delta W = 0,03$. Проте, внаслідок досліджень доведено, що в зону ущільнення може проникати вода й водні розчини. Саме це показує, що в зоні ущільнення можуть виникати відповідні явища: набрякання; морозне випинання; агресивна дія кислот і лугів на ґрунті та ін.

Дослідження водопроникності ущільненого лесованого суглинку проводилися за умов невстановленого руху потоку при змінному гідравлічного градієнті. Для цього було використано прилад Ф-1М, конструкції ВСЕГПЕО. Зразки ґрунту відбиралися із «зони впливу» фундаментів в пробитих свердловинах. Використовувалися кільця-обойми площею 50 см^2 і висотою 40 мм. Для кожного значення щільності ґрунту була прийнята повторність 4 зі зміною гідравлічного градієнту в межах 20-30. Повтор експерименту проводили без розвантаження приладу.

На рис. 4.4, б крива 3 показана залежність середніх значень коефіцієнтів фільтрації k_{f10} від величини щільності сухого ґрунту, ρ_d . За графіком коефіцієнт фільтрації лесованого суглинку природного складу у вертикальному напрямку складає $k_{f10} = 0,3$ м/добу.

При щільності ґрунту максимальної у «зоні впливу» відповідний коефіцієнт фільтрації склав $k_{f10} = 0,02$ м/добу, менший у 15 разів проти природного. Для значення $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$ коефіцієнт $k_{f10} = 0,09$ м/добу, що в 3,3 рази менше, ніж для ґрунту природного складу.

Проведені дослідження дозволяють зробити висновок про те, що проникність ґрунту зони ущільнення значно нижче проникності природного ґрунту. При коефіцієнті водонасичення ущільненого ґрунту $S_r > 0,8$ це забезпечує стійкість ущільненої зони ґрунту й тіла фундаменту у випадку їх замочування.

Відповідно до «ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013. Настанова щодо захисту будівельних конструкцій будівель та споруд від корозії» ступінь агресивної дії рідкого неорганічного середовища, яке містить у порах ґрунту, оцінюють за коефіцієнтом фільтрації ґрунту навколо фундаменту. Проведені дослідження показали, що в лесованих суглинках коефіцієнт фільтрації ґрунту зони ущільнення фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, на порядок менше, ніж для його природного складу. Коли прийняти марку бетону тіла фундаменту за водопроникністю W 4 (бетон нормальної проникності) відповідно до ДСТУ, показник агресивного впливу рідких неорганічних середовищ різного складу на бетон за межами зони ущільнення і в її межах можна характеризувати даними, які наведені у табл. 4.1.

Таблиця 4.1 Ступінь агресивного впливу порової води на бетон фундаменту в залежності від характеру середовища і наявності зони ущільнення

№№ п/п	Характеристика середовища	Показник агресивності середовища		Ступінь агресивності впливу
		за зоною ущільнення	у зоні ущільнення	
1	Бікарбонатна лужність, мг/л	більше 0 до 1,05	більше 0 до 1,37	слабоагресивне
2	Вміст магnezійних солей, мг/л у перерахунку на Mg^{2+}	більше 1000 до 2000	більше 1300 до 2600	слабоагресивне
		більше 2000 до 3000	більше 2600 до 3900	середнеагресивне
		більше 3000	більше 3900	сильноагресивне
3	Вміст амонійних солей, мг/л в перерахунку на іон NH_4^+	більше 100 до 500	більше 130 до 650	слабоагресивне
		більше 500 до 800	більше 650 до 1040	середнеагресивне
		більше 800	більше 1040	сильноагресивне
4	Вміст їдких лугів, мг/л в перерахунку на іони Na^+ і K^+	більше 50000 до 60000	більше 65000 до 78000	слабоагресивне
		більше 60000 до 80000	більше 78000 до 104000	середнеагресивне
		більше 80000	більше 104000	сильноагресивне
5	Сумісний вміст хлоридів, сульфатів, Нітратів та інших солей, мг/л	більше 10000 до 20000	більше 13000 до 26000	слабоагресивне
		більше 20000 до 50000	більше 26000 до 65000	середнеагресивне
		більше 50000	більше 65000	сильноагресивне

Відповідно до табл. 4.1 ступінь агресивного впливу навколишнього середовища на бетон фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, може бути змінений з урахуванням зони ущільнення ґрунту. При вмісті магnezійних солей у поровій рідині 3500 мг/л ступінь агресивного впливу на

бетон фундаментів без урахування наявності зони ущільнення – сильноагресивна, а з її урахуванням – середнеагресивна. Те ж саме можна сказати і за іншими показниками агресивного впливу.

Сильноагресивний вплив навколишнього середовища на бетон фундаменту потребує влаштування захисного шару бетону 30 мм, а середнеагресивне – 20 мм. Економічний ефект за рахунок зниження витрат бетону при влаштуванні фундаментів в пробитих свердловинах глибиною 2,0 м і діаметром 0,5 м на кожен м² його поверхні складає біля 60 грн. Значний економічний ефект можна отримати внаслідок зниження вимог до тріщиностійкості фундаментів, а також при проектуванні захисту їх від корозії.

Розглянута особливість фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, є одним з факторів, які забезпечують їх надійність і довговічність.

4.3 Вплив сезонного проморожування-відтавання на фундаменти, які споруджують без виймання ґрунту

Сезонне проморожування ґрунтів у кліматичних районах України не перевищує 1,2 м. Але нехтування явищем морозного випинання при проектуванні та будівництві фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, може спричинити до небажаних наслідків і змінити усталене уявлення про залежність «навантаження – осідання» для таких фундаментів.

Практично у всіх випадках підшошва фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, в умовах України, залягає нижче фронту проморожування (виняток можуть скласти короткі пірамідальні палі). У нашому випадку слід розглядати вплив морозного випинання на верхню зону фундаментів та їх «зону впливу». Для фундаментів з постійним перерізом стовбура, як забивні палі, фундаменти в пробитих свердловинах та ін., сили морозного випинання не можуть надати суттєвого впливу з причини достатньої анкеровки їх у ґрунті. Але для фундаментів зі змінним перерізом стовбура, як пірамідальні палі, забивні блоки та ін., у певних умовах сили морозного випинання можуть викликати помітні деформації фундаментів, які слід враховувати при проектуванні.

Умови, коли фундаменти чи їх частина можуть опинитися у зоні дії сил морозного випинання, зустрічаються досить часто навіть і в тих районах, де сезонне проморожування ґрунту не перевищує 1,2 м:

- безростверкові фундаменти з пірамідальних палей чи забивних блоків під рамні конструкції будівель і споруд без підвалу різного призначення;
- безростверкові фундаменти під опори ЛЕП, естакад та ін.;
- фундаменти будь-яких будівель і споруд, коли будівництво ведуть у зимовий період чи у випадках припинення будівництва на тривалий термін.

У перелічених умовах експлуатації фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, виникають наступні питання:

– які зміни відбудуться у «зоні впливу» при багаторазовому проморожуванні-відтаванні ґрунту;

– які при цьому виникають деформації фундаментів, і як вони залежать від величини навантажень.

Вище, у розділі II, наведено спостереження за параметрами зони ущільнення фундаментів у різних ґрунтових умовах. На частині дослідних майданчиків фундаменти та їх «зони впливу» знаходилися під впливом сезонного проморожування-відтавання. На дослідному майданчику в м. Кременчук пірамідальні палі висотою 2,0 м, оголовком 0,7х0,7 м, вістрям 0,07х0,07 м занурені у мілкі кварцові піски від вологих до водонасичених, середньої щільності. Палі були заглиблені оголовком площею нижче земної поверхні на 0,6 м. Коливання ґрунтових вод складало 0,6 – 1,7 м нижче земної поверхні. Палі не були завантажені експлуатаційним навантаженням.

Спостереження полягали у періодичному відкопуванні палей з визначенням параметрів «зони впливу». На протязі 23 років такі досліді проводилися 6 разів (дані наведені у табл. 2.2). На протязі вказаного періоду не відмічено суттєвих змін параметрів «зони впливу», що свідчить про відносну стійкість структури «зони впливу» у часі, в т. ч. і при сезонному проморожуванні-відтаванні ґрунту.

На дослідному майданчику в Харкові, складеному пісками кварцовими, мілкими, середньої щільності, малого ступеня водонасичення досліджували параметри «зони впливу» на протязі 15 років фундаментів опор контактної мережі залізниці у вигляді забивних блоків типу ДС. За вказаний період не відзначено суттєвих змін параметрів ґрунту «зони впливу», відхилення у величинах показників не перевищували точності їх визначень.

На дослідному майданчику «Лісок» у м. Полтаві, складеному пісками мілкими, кварцовими, середньої щільності, малого ступеня водонасичення, досліджували параметри «зони впливу» фундаментів опор контактної мережі залізниці у вигляді забивних пірамідальних палей на протязі 17 років. Результати досліджень наведені у табл. 2.5. Як свідчать наведені дані, суттєвих змін параметрів «зони впливу» не зафіксовано.

Із розглянутих трьох дослідних майданчиків лише перший відноситься за ґрунтовими умовами до тих, що випинають. Дослідження впливу морозного випинання на деформації пірамідальних палей були проведені на дослідному майданчику в м. Набережні Човни. Майданчик складено напівтвердими суглинками. В ці ґрунти були занурені пірамідальні палі довжиною 2,0 м, перерізом оголовка 0,7х0,7 м і вістря 0,07х0,07 м. Палі були занурені у котловані глибиною 4,0 м оголовком на рівні дна котловану. Розрахункове навантаження на палі за даними статичних випробувань на вертикальне навантаження на палю склало $N_v = 510$ кН, а горизонтальне – $N_h = 100$ кН. З метою підвищення вологості ґрунту біля дослідних палей за межами «зони впливу» влаштовано дренаж-накопичувач з перфорованих труб, засипаних щебнем. До дренажу постійно подавалася вода у кількості

15 м³ у місяць. Дві палі були навантажені по 150 кН, а третя була без навантаження. За межами зони зволоження була занурена четверта паля.

На протязі 9 місяців з жовтня по червень за деформаціями усіх чотирьох дослідних палей велося спостереження шляхом нівелювання за III класом точності спостережень. На торцях палей по чотирьом кутам були встановлені поверхневі марки. Деформації кожної палі визначали як середнє з чотирьох визначень. Нівелювання виконувалося з двох стоянок короткими проміннями довжиною не більше 15 м. На рис. 4.5 показані графіки деформацій палей у часі.

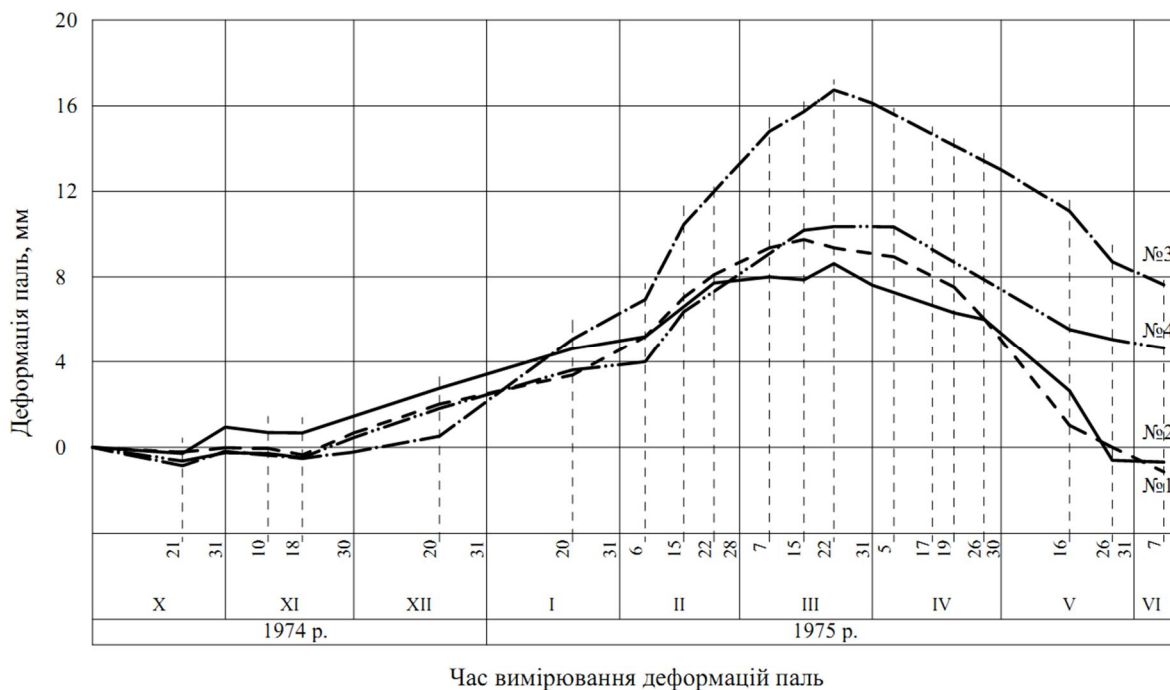


Рис. 4.5 – Графік деформацій пірамідальних палей під впливом морозного здимання

При середній температурі січня $-8,4^{\circ}\text{C}$, лютого $-13,5^{\circ}\text{C}$, березня -6°C ґрунт промерз на глибину 1,4 м, що менше нормативної глибини проморожування для даного кліматичного району. Відповідно до графіків морозне випинання проявилось у січні та завершилося у березні. До цього часу внаслідок штучного зволоження вологість ґрунту навколо палей № 1,2,3 збільшилась від $W = 0,12$ до $W = 0,28$.

Аналіз графіка на рис. 4.5 показує, що проморожування суглинку тугопластичного викликало підняття не завантаженої палі №3 на 16,5 мм, при відтаванні опустилася на 8 см, зависання склало 8,5 мм. Палі №1 і №2, завантажені вертикальним навантаженням по 150 кН у тугопластичному суглинку піднялися внаслідок морозного випинання на 8 – 9 мм, а внаслідок відтавання практично повернулися на первісну відмітку. Паля №4, занурена у напівтвердий суглинок, без навантаження, піднялася на 10 мм і зависла на половині цієї висоти внаслідок відтавання.

Аналогічні спостереження за деформаціями фундаментів у пробитих свердловинах були виконані В.Г. Сімагіним і О.К. Віхоревим на двох дослідних майданчиках, складених:

- суглинками моренними, середньоздимистими;
- пісками пілуватими, сильноздимистими.

Були виготовлені фундаменти, глибина закладення яких не перебільшувала глибину проморожування, і такі, що її прорізали. Частина фундаментів протягом терміну спостережень не була завантажена експлуатаційним навантаженням, а друга частина знаходилася під дією експлуатаційного навантаження. У кліматичних умовах м. Петрозаводська найбільше підняття спостерігалось у малозаглиблених фундаментах (до 60 мм). Деформація підняття для фундаментів, які удвічі перевищували глибину проморожування і теж були не завантажені, не перевищувала 30 мм. При відтаванні ґрунту відмічено ефект зависання фундаментів. У фундаментів, які були завантажені експлуатаційним навантаженням, не відмічені деформації, пов'язані з морозним випинанням ґрунту.

На підставі досліджень, які були розглянуті вище, можна стверджувати, що в умовах середнє і сильноздимисних ґрунтів, фундаменти, які споруджуються без виймання ґрунту, не завантажені експлуатаційним навантаженням, отримують деформації здійснення. Величина цієї деформації залежить від глибини закладення фундаменту, його форми і глибини проморожування ґрунту. За результатами проведених досліджень можна припустити цю деформацію у межах 30 мм. При відтаванні ґрунту такі фундаменти зависають, тобто не повертаються у попереднє положення. Величина зависання у такому випадку складає половину здійснення. Цю величину слід враховувати при розрахунках осідання фундаментів, коли немає можливості довести їх до проектної відмітки перед навантаженням спорудою. За умов кліматичних районів України фундаменти, які споруджуються без виймання ґрунту, завантажені експлуатаційним навантаженням, не мають деформацій здійснення у середнє і сильноздимисних ґрунтах.

4.4 Особливості зміни фізико-механічних властивостей «зони впливу» фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, в агресивному середовищі

Руйнівна дія агресивних факторів на будівельні матеріали та ґрунти вельми відмінна. Тому, для коректного оцінювання таких впливів слід встановлювати чіткі характеристики агресивних середовищ. До виробництв з найбільш агресивними середовищами відносяться: виробництво і зберігання кислот і лугів; виробництво аміаку і його солей; нафтохімічна промисловість; виробництво сірки; кольорова металургія; виробництво цементу; коксохімічна виробництво; електрохімічна промисловість, тощо.

Умови корозійної стійкості бетону, талі і кольорових металів в ґрунті визначені ДСТУ-Н Б В.2.6-186:2013. Проте, корозійні зміни самого ґрунту під дією агресивних водних розчинів слабо висвітлені в українській і закордонній технічній літературі. Широке використання в практиці будівництва фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, ставить актуальне питання про корозійну стійкість «зони впливу», її основних складових. Такі дослідження відсутні у практиці фундаментобудування.

Відомі дослідження І.М. Галант взаємодії елювіальних глинистих ґрунтів з розчинами сірчаної кислоти при розробці методів закріплення ґрунтів. Доведено, що при зволоженні ґрунтів розчинами сірчаної кислоти виникає зміна їх властивостей внаслідок взаємодії лужно-земельних елементів з іонами сірчаної кислоти і утворення сульфатів, які обумовлюють суттєве збільшення об'єму ґрунту. Хімічні аналізи новоутворень, що з'являються при цьому, показали, що вони переважно складаються з сульфатів алюмінію, заліза та сірчаноокислого калію з великим вмістом кристалізаційної води.

У польових умовах І.М. Галант було проведено зволоження основи котловану, складеного елювієм глинистих сланців, 20% розчином сірчаної кислоти. Через 1,5 роки після зволоження були відібрані проби ґрунту для лабораторних досліджень його складу та фізико-механічних характеристик. Внаслідок встановлено, що водневий показник порової води змінився від $\text{pH} = 6,3$ до $\text{pH} = 1,2$; у мінералогічному складі закісненого елювію сланців зафіксовано утворення зерен кварцу. У гранулометричному складі зменшилась кількість глинистої фракції та збільшилось число піщаної; щільність ґрунту зменшилась за рахунок розчинення і винесення з ґрунту деяких оксидів, а також утворення у закісненому ґрунті новітніх з'єднань меншої маси, ніж природний ґрунт.

Щоб пояснити характер реакцій ґрунтів на дію різних хімічних реагентів, слід повернутися до аналізу їх мінералогічного складу. Область використання фундаментів, які виготовляються без виймання ґрунту, охоплює різноманітні ґрунти, але найбільша їх ефективність проявляється у лесових просадочних ґрунтах України, далі розглянемо саме ці ґрунти.

Лесові ґрунти складені пилуватими та мілкопіщаними частинками, які представлені зернами кварцу, польового шпату, слюд і карбонатів, а також агрегатами тонкодисперсних мінералів кварцу, гідрослюд, каолініту, монтморилоніту та гідрооксидів заліза. Піщаних частинок крупніше 0,25 мм в них, за правило, немає; глинистих частинок (менше 0,005 мм) звичайно містить 10 – 12%, а інколи 20 – 30%. Проте, в природному складі більшість глинистих частинок міцно агрегована, а тому вільних тонкодисперсних частинок порід не більше 3 – 10%. Карбонати кальцію і магнію складають в лесових ґрунтах від 10 до 15%, а іноді і до 45%, гіпс 4%. Вміст легкорозчинних солей (сульфатів, хлоридів) коливається від 0,5 до 5%. Піщані зерна лесових порід часто покриті скоринкою лімоніту. Реакція

середовища – лужна. Органічна речовина міститься, як правило, у кількості 1% (виключення складають поховані ґрунти). Ємність поглинання невелика (9 – 12 мг/екв), у складі гідроксидів переважає кальцій. Але, при зволоженні натрій, якій міститься у поровому розчині, може у деякій мірі витіснити кальцій.

Завдяки наявності інтенсивної фізико-хімічної взаємодії між мінеральними частинками скелету ґрунту і поровою водою, а також різними домішками й іонами речовин, що розчинені у воді, значно змінюються механічні властивості лесових ґрунтів [78, 138].

Реакцію водних (в т. ч. і порових) розчинів прийнято визначати за водневим показником рН. Практично нейтральним вважаються водні розчини з водневим показником рН = 6 – 8. При значенні водневого показника у межах 4,5 – 6,0 і 8 – 10 швидкість процесів корозії, а також зміну стану ґрунтів можна оцінити як середню, при рН < 4,5 і рН > 10 – як значну.

З метою експериментального вивчення впливу агресивного водного середовища на міцність лесованого суглинку різної щільності при зволоженні, проведено лабораторні дослідження з лесованими суглинками з дослідного майданчика у м. Полтава.

Використано ґрунт порушеної структури без доведення його до ґрунтової пасти. Вологість ґрунту була збережена природною, близькою до вологості на межі розкочування. Зразки ґрунтів готувалися методом пресування у кільцях-обоймах об'ємом 140 см³ при заданій щільності скелету ґрунту $\rho_d = 1,30; 1,35; 1,40; 1,45; 1,50; 1,55$ т/м³. Після виготовлення та уточнення щільності-вологості зразки склали до ексикатора, де вони на протязі заданого терміну насичувалися водними розчинами кислот і лугів. По закінченню заданого терміну капілярного зволоження ґрунту проводилися пенетраційні випробовування зразків за методикою, що викладена у п. 2.1 цієї роботи. Розрахунок питомого опору пенетрації, R , проводили за методом найменших квадратів.

На рис. 4.6, а наведено графіки зміни міцності лесованого суглинку у прийнятному діапазоні щільності скелету ґрунту, ρ_d , для нейтрального та лужного середовищ.

Зволоження зразків ґрунту проходило на протязі 30 діб. Крива 1 характеризує залежність $R = f(\rho_d)$ для суглинку, який було зволожено розчином при рН = 7. За 30 діб коефіцієнт водонасичення ґрунту змінилася від $S_r = 0,56$ до $S_r = 0,96$. Крива 2 характеризує аналогічну залежність при використанні розчину при рН = 13 (NaOH).

Відзначається подібне окреслення обох кривих. Для усіх значень щільності скелету ґрунту міцність його менша порівняно з даними для нейтрального середовища. При $\rho_d = 1,35$ т/м³ питомий опір пенетрації, R , ґрунту, замоченого лугами, складає 55% від величини R , яку отримано у нейтральному середовищу; а для $\rho_d = 1,55$ т/м³ ця величина складає 80%.

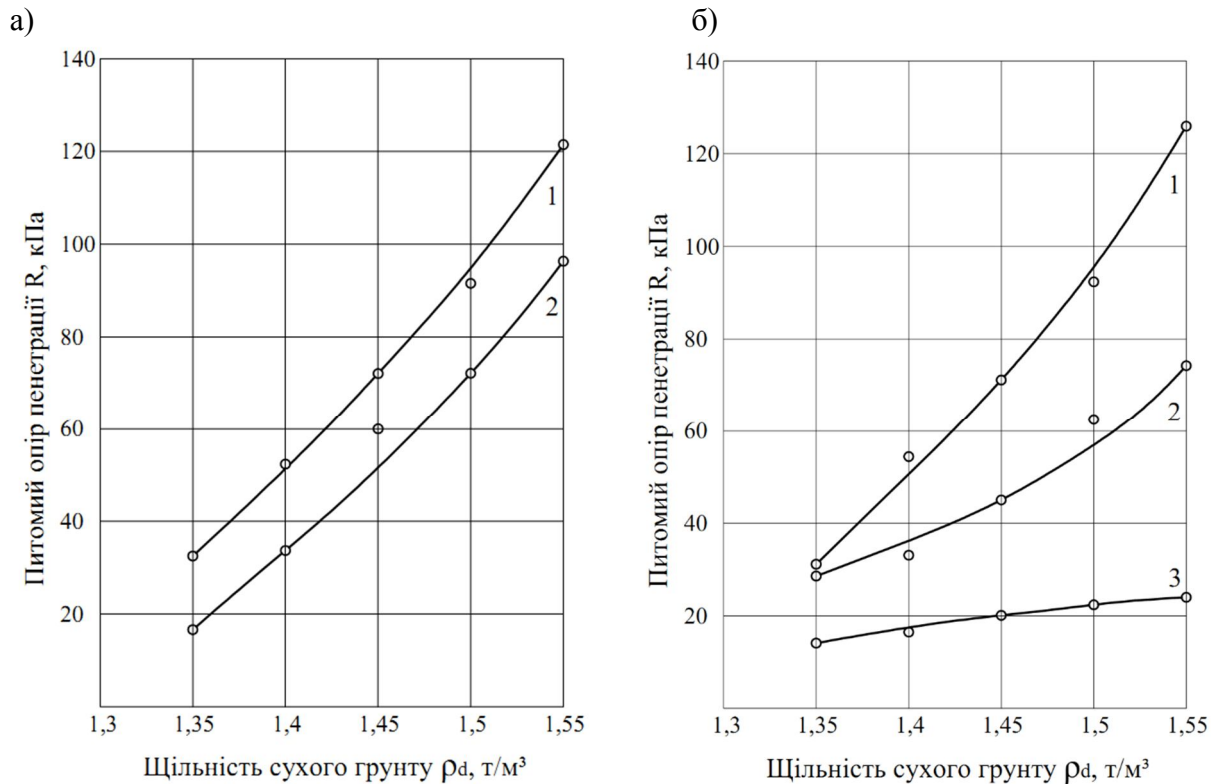


Рис. 4.6 – Графіки зміни міцності лесованого суглинку різної щільності при замочуванні: а – лугами: 1 – рН=7; 2 – рН=13 (NaOH); б – кислотами: 1 – рН=8; 2 – рН=1 (HNO₃); 3 – рН=1 (HCl)

На рис. 4.6, б показана залежність $R = f(\rho_d)$ для суглинку, зволоженого кислотами. Крива 1 характеризує залежність для розчину рН = 8, крива 2 характеризує залежність для розчину рН = 1 (HNO₃), крива 3 характеризує залежність для розчину рН = 1 (HCl). Відзначається подібне окреслення усіх трьох кривих. Зокрема, значення питомого опору penetрації, R , для кривої 2 складає 60% від кривої 1. Крива 3 має зворотну кривизну і значення R і по відношенню до кривої 1 складає від 36% до 18% по мірі збільшення щільності ґрунту. В процесі дослідів суглинок зволожували розчином сірчаної кислоти при рН = 1 (H₂SO₄). Ці дані практично збіглися з результатами для азотної кислоти (крива 2).

З усіх досліджених кислот найбільше впливає на лесований суглинок соляна. Відома, що ця кислота звичайно використовується як індикатор наявності в гірській породі карбонатів, вступаючи з ними в активну взаємодію. Наявність у лесовому суглинку значної кількості карбонатів визначає отриманий в процесі досліду ефект.

Надалі досліджували зміну міцності лесованого суглинку в залежності від концентрації розчинів соляної кислоти, а також фактору часу. На рис 4.7 наведені графіки зміни міцності лесованого суглинку, зволоженого розчинами соляної кислоти різної концентрації на протязі 2 діб, а на рис 4.8 показані аналогічні досліді для зразків, які отримані шляхом зволоження розчинами соляної кислоти різної концентрації на

протязі 2 діб, а потім прогрітих у термокамері при температурі 90^0 . Таким чином було зроблено спробу прискорити процес дії соляної кислоти.

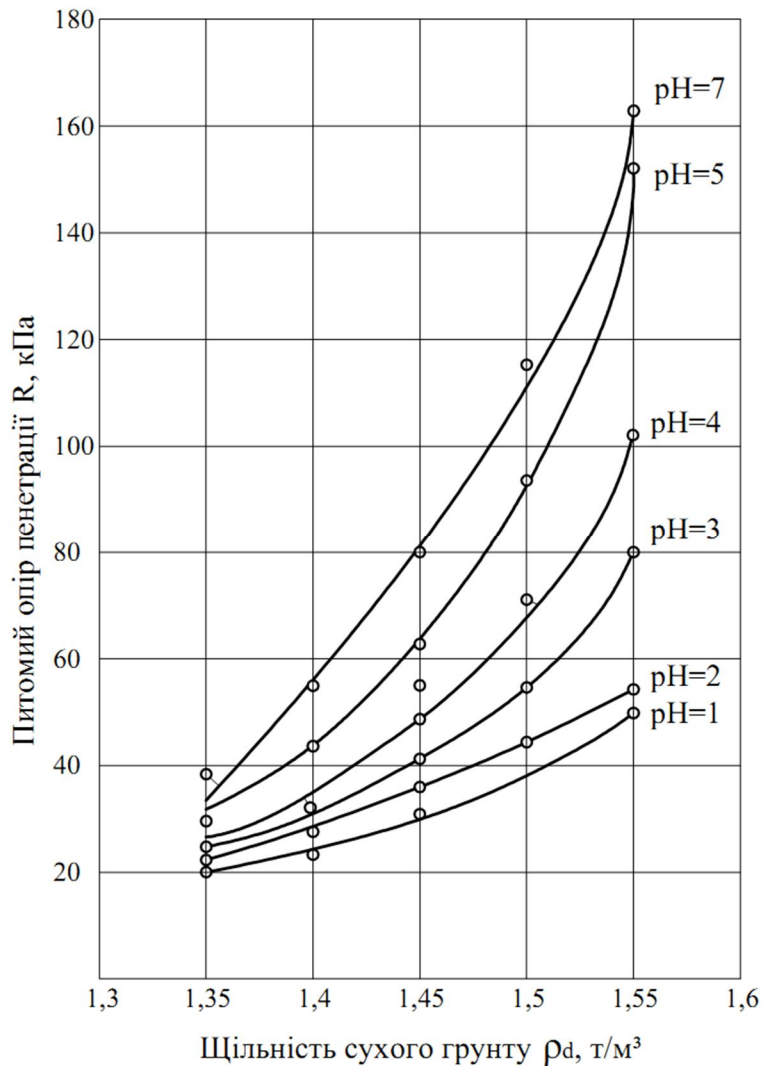


Рис. 4.7 – Графіки зміни міцності лесованого суглинку, замоченого розчинами соляної кислоти протягом 2 діб

З аналізу графіків на рис. 4.7 і 4.8 можна відзначити наступне.

1. Обидва сімейства кривих мають аналогічне окреслення, але зразки, які оброблені у термокамері для усіх значень водневого показника, показали меншу міцність, що свідчить про те, що процес впливу соляної кислоти на суглинок має часовий характер.

2. Якщо прийняти за еталон криву залежності $R = f(\rho_d)$ при $\text{pH} = 7$, можна стверджувати, що ступінь впливу розчинів на міцність суглинку зменшується зі збільшенням його щільності тільки при показнику $\text{pH} \geq 5$. При значенні $\text{pH} < 5$ зі збільшенням щільності суглинку ступінь впливу зволоження збільшується. Так для кривої за $\text{pH} = 1$ при $\rho_d = 1,35 \text{ т/м}^3$ питомий опір пенетрації R складає 56% від еталону, а при $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$ R складає лише 31%.

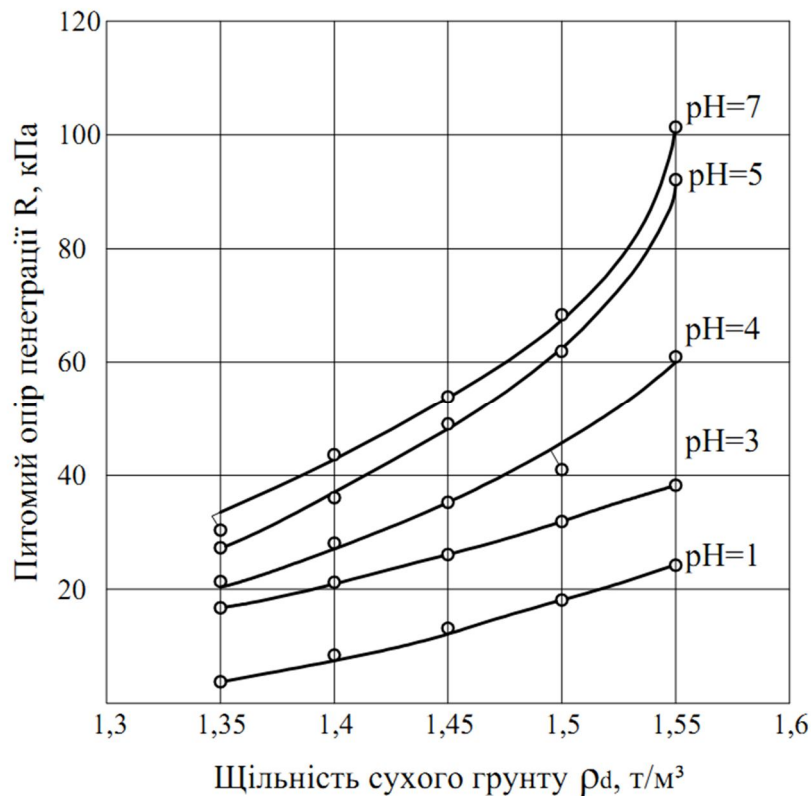


Рис. 4.8 – Графіки зміни міцності лесованого суглинку, замоченого розчинами соляної кислоти протягом 2 діб, а потім витриманого протягом 6 годин у термокамері при температурі $t=90^{\circ}\text{C}$

3. При постійних значеннях щільності скелету ґрунту ρ_d питомий опір пенетрації R суглинку в залежності від показника рН змінюється за лінійним законом. На рис. 4.9 ці залежності наведені для $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$.

4. При проведенні розрахунків початкових і кінцевих величин коефіцієнта водонасичення суглинку, S_r , розчинами з різними показниками рН встановлено, що при однаковому початковому значенні S_r зразків, кінцеві величини тим більші, чим менші показники рН розчину (табл. 4.3).

У чисельнику показані значення коефіцієнта водонасичення до, а у знаменнику – після насичення лесованого суглинку розчинами соляної кислоти. Як свідчать дані табл. 4.3, значення коефіцієнта водонасичення суглинку після дослідів отримані розрахунком більше одиниці, що суперечить фізичного сенсу цієї характеристики. Тому є сенс припустити, що в процесі взаємодії соляної кислоти з ґрунтом збільшився коефіцієнт пористості ґрунту за рахунок розчинення мінералів, які складають ґрунт.

З урахуванням отриманих результатів, можна стверджувати, що при взаємодії «зони впливу», яка складена лесованим суглинком, з вивченими агресивними середовищами, виникає її розуцільнення. Інтенсивність і кількісні показники розуцільнення залежать від початкової щільності ґрунту, концентрації кислот і лугів у поровій воді, а також терміну їх впливу.

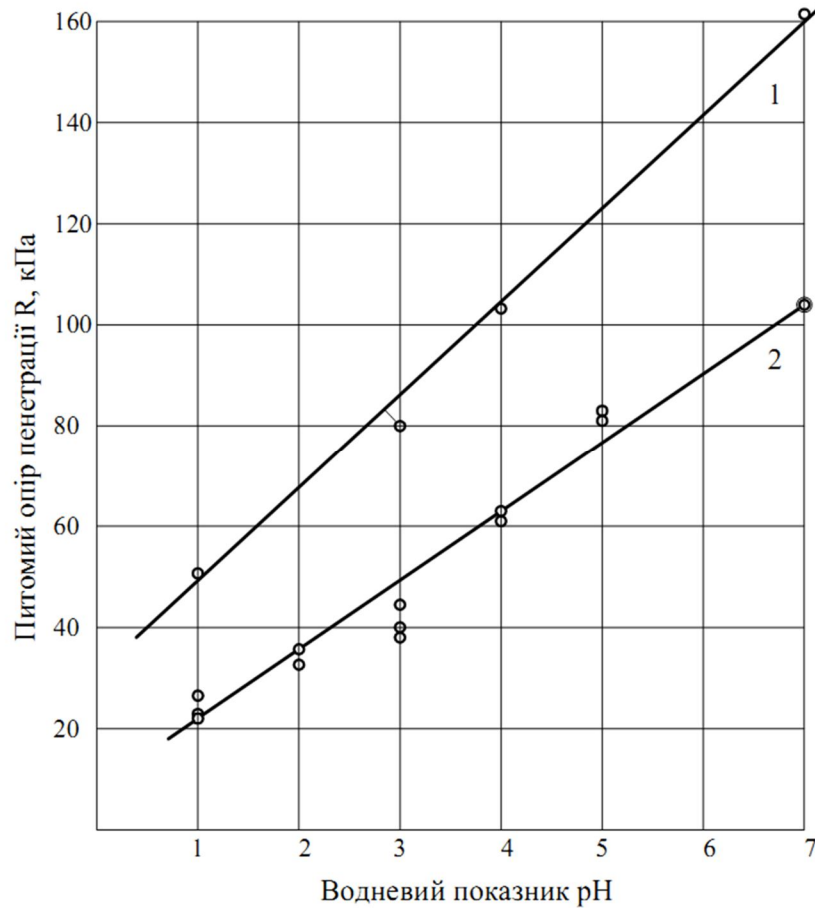


Рис. 4.9 – Графіки зміни міцності лесованого суглинку при $\rho_d=1,55 \text{ т/м}^3$, замоченого розчинами соляної кислоти: 1 – замочування протягом 2 діб; 2 – з додатковим прогрівом

Таблиця 4.3 – Розрахункові значення ступеня вологості до і після насичення суглинку соляною кислотою

Водневий показник розчину, рН	Коефіцієнт водонасичення суглинку, S_r , при значеннях $\rho_d, \text{т/м}^3$				
	1,35	1,40	1,45	1,50	1,55
1	$\frac{0,53}{0,999}$	$\frac{0,55}{0,99}$	$\frac{0,6}{1,06}$	$\frac{0,64}{1,08}$	$\frac{0,69}{1,08}$
7	$\frac{0,59}{0,81}$	$\frac{0,54}{0,82}$	$\frac{0,60}{0,88}$	$\frac{0,64}{0,85}$	$\frac{0,70}{0,90}$

Що ж торкається практичних рекомендацій, то можна стверджувати, що при зволоженні ґрунту «зони впливу» фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, розчинами з водневим показником $5 \leq \text{pH} \leq 13$, його міцність зменшиться не більше ніж на 10% при умові, що щільність скелету ґрунту повинна бути $\rho_d \geq 1,55 \text{ т/м}^3$.

4.5 Висновки до розділу IV

1. Експериментально доведено та теоретично обґрунтовано вплив «відпочинку» фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, на їх несучу здатність. Явище проявляється у тому, що у глинистих ґрунтах несуча здатність таких фундаментів складається з «умовно-миттєвої» частини, яка відповідає моменту влаштування фундаменту, й прирощення несучої здатності за рахунок зміцнення ґрунту «зони впливу» в період «відпочинку». Зростання механічних характеристик ґрунтів «зони впливу» має затухаючий і незворотній у часі характер.

2. За своєю природою явище «відпочинку» фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, є синтезом тиксотропного та гравітаційного знеміцнення-зміцнення ґрунтів. Визначальними факторами при цьому є розміри «зони впливу» в основі фундаменту, склад і властивості ґрунтів, характер і тривалість дії динамічного навантаження.

3. Зміна несучої здатності пірамідальних паль і фундаментів у пробитих свердловинах в процесі «відпочинку» вивчалися на 11 дослідних майданчиках. Статичним навантаженням у різні терміни були випробувані 72 фундаменти, які споруджені без виймання ґрунту. На базі отриманого статистичного матеріалу встановлено аналітичні залежності між параметрами цього процесу та факторами, які на нього впливають. Розроблено й апробовано на практиці спосіб урахування явища «відпочинку» при оцінюванні несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту. Параметрами розрахунку є показник текучості ґрунту, I_L , концентрація одновалентних катіонів K^+ і Na^+ і солей у поровому розчині та площа поперечного перерізу «зони впливу» за її більшим діаметром.

4. Експериментальні дослідження водопроникності «зони впливу» фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, показали, що для лесованих суглинків при вологості, близької до межі розкочування, W_b , щільності скелету ґрунту, $\rho_d \approx 1,55 \text{ т/м}^3$ коефіцієнт водонасичення складає $S_r \approx 0,8$. Це відповідно до уявлень, які склалися, є критерієм насичення лесових просадочних ґрунтів водою.

5. Експериментально встановлено, що частина «зони впливу», а саме зона ущільнення, окреслена межею з мінімальним значенням $\rho_d \approx 1,55 \text{ т/м}^3$ практично не змінює своїх фізико-механічних властивостей у процесі зволоження, коефіцієнт фільтрації зони ущільнення на порядок менший, ніж природного ґрунту. Усе це забезпечує стійкість фундаменту при зволоженні і суттєво дозволяє знизити агресивну дію навколишнього середовища на бетон фундаментів.

6. В результаті натурних досліджень встановлено, що в умовах середне- та сильноздимистих ґрунтів, фундаменти, які споруджують без виймання ґрунту, не завантажені експлуатаційним навантаженням при

проморожуванні основи зазнають деформацій здійснення. Величина цих деформацій залежить від глибини проморожування ґрунту, глибини закладення фундаментів, їх форми. Внаслідок відтавання ґрунту такі фундаменти не повертаються на проектну відмітку, вони зависають, а величина зависання приблизно дорівнює половині величини здійснення. Цю величину необхідно враховувати при проектуванні фундаментів. За умов кліматичних районів України фундаменти, які споруджуються без виймання ґрунту, завантажені експлуатаційним навантаженням, не мають деформацій здійснення у середнє і сильноздимисних ґрунтах

7. У результаті лабораторних досліджень з дії на ґрунти «зони впливу» розчинів кислот і лугів різної концентрації, встановлено, що вони мають тенденцію до розуцільнення за рахунок розчинення мінералів, які складають ґрунт. Для лесованих суглинків найбільшу руйнівальну дію спричиняють розчини соляної кислоти, які активно взаємодіють з карбонатами, що входять до складу таких ґрунтів. При зволоження ґрунту, яка обмежена значенням зони ущільнення з мінімальною щільністю скелету ґрунту $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$, розчинами з водневим показником в межах $5 \leq \text{pH} \leq 13$ його міцність, практично, зостається без змін.

РОЗДІЛ V. ЗІСТАВЛЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ЗВЕДЕННЯ ТА НАСТУПНОЇ РОБОТИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ, З ДАНИМИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

5.1 Моделі системи «основа – фундамент, що споруджують без виймання ґрунту»

Винайти строгі аналітичні рішення кожної з великої кількості задач прогнозу НДС системи «основа – фундамент, що споруджують без виймання ґрунту» практично неможливо через: притаманні їм нелінійну залежність між напруженнями і деформаціями, неоднорідність середовища (наявність зон і шарів ґрунту з різними, у тому числі наведеними, фізико-механічними 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. Тому на практиці користують методи, засновані на введенні спрощуючих передумов, зокрема, метод скінченних елементів (МСЕ).

Він найбільш підходить для задач із розвиненою неоднорідністю характеристик міцності. Порівняно з класичними варіаційними методами МСЕ більш алгоритмічний і гнучкий при описі геометрії й граничних умов, фізично наочний та універсальний для широкого кола задач. Переваги, що забезпечують популярність МСЕ в геомеханіці є: простота отримання конкретних рішень за програмою; можливість згущення сітки СЕ в місцях, де очікують високі градієнти параметра, що досліджують; принципова можливість реалізації в програмах довільних механічних властивостей матеріалу, будь-якої послідовності навантаження; можливість оцінки сумісної роботи основ і фундаментів без поділу на незалежні розрахунки за несучою здатністю та деформаціями тощо.

Програми МСЕ для основ і фундаментів створені І.П. Бойко, О.К. Бугровим, О.Л. Гольдіним, В.О. Гришиним, Б.Й. Дідухом, М.М. Дубиною, Ю.К. Зарецьким, С.М. Клепіковим, І.В. Матвєєвим, Ш.Р. Незамутдіновим, В.М. Ніколаєвським, В.М. Парамоновим, О.О. Петраковим, О.В. Пілягіним, В.С. Прокоповичем, В.О. Сахаровим, В.М. Уліцьким, С.Б. Уховим, О.Б. Фадєєвим, В.Г. Федоровським, Д.М. Шапіро, В.Г. Шаповалом, О.Г. Шашкіним, К.Г. Шашкіним, S. Alturi, A. Britto, C. Desai, D. Druker, J. Duncan, G. Gudehus, M. Higuchi, M. Kimura, R. Lewis, R. Merifield та ін. [15 – 18, 22, 61, 67, 73, 78, 89, 109, 130, 131, 148 – 150, 155, 169, 180, 183 – 188, 198, 201 – 204, 213, 217, 220 – 224, 232 – 236, 244 – 249, 250, 253 – 258], іншими геотехніками (комплекси PLAXIS, DIANA, FLAC й ін.) [152, 157, 172, 184, 206, 261, 262].

За підходом до врахування наведених параметрів ґрунту навколо фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту, в задачах

моделювання МСЕ їх НДС виділимо окремі групи методик, схема яких подана на рис. 5.1. У методиках першої групи: 1 – Ю.К. Зарецького [74]; 2 – О.Б. Фадєєва [185] для шпунтових огорож; 3 – В.О. Гришина [107] паль-оболонок; 4 – університетів Кіото і Гіфу (Kimura M.) [243] груп паль; 5 – університету Ньюкасла (Merifield R.) [253], для анкерів використовують лише природні характеристики ґрунту. Через водонасиченість масиву, малі поперечні розміри конструкцій, що занурюють, та їх роботу, головним чином, на горизонтальні навантаження, неврахування наведених властивостей основи в цілому допустиме. Модель відбиває пружно-в'язкопластичну поведінку водонасиченого ґрунту в умовах складного НДС і довільного шляху навантаження. Взаємодію шпунтової огорожі з ґрунтом моделюють із використанням лінійних елементів, які працюють на згинання.

За методів другої групи: 6 – А.Л. Готмана [56, 213] і 7 – ДП НДІБК (Матвєєв І.В.) [126], – параметри природних основ паль, що працюють на різні види навантажень, ураховують відповідно коефіцієнтами постелі K і жорсткості C . Коефіцієнт K визначають за статичним зондуванням ґрунту для кожної конкретної конструкції паль змінного перерізу. Врахування нелінійності деформації основи й матеріалу палі дозволяє розрахувати криву «навантаження – переміщення». Методика 7 розглядає палю як стрижень у пружному середовищі з двобічними зв'язками за бічною поверхнею в трьох напрямках. Жорсткість зв'язків – опір визначають при горизонтальному та вертикальному навантаженні. Коефіцієнт C під палею знаходять за площею передачі навантаження як для умовного фундаменту.

Підходи третьої групи із застосуванням комплексів: 8 – PLAXIS [121, 147, 152, 157, 158, 172, 184, 195, 261] і 9 – “RASKOS” (Р.Г. Галєєв) [180], – ураховують зміцнення ґрунту лише на контакті з палею. В першій із них використовують 15-вузлові й 6-вузлові трикутні СЕ, в другій – СЕ у вигляді трикутних призм єдиної товщини. Для імітації тонкої зони матеріалу, що інтенсивно зрушується, на контакті «конструкція – ґрунт» застосовують спеціальну опцію – поверхневі елементи, котрим можуть відповідати значення кута внутрішнього тертя та зчеплення, що відрізняються від навколишнього ґрунту.

В обох програмах ґрунт приймають за однорідний напівпростір, який деформується лінійно, хоча PLAXIS допускає й використання моделі м'якого ґрунту Cap-model. Як показало порівняння числових досліджень із натурними [147], спроби ввести в розрахунки параметри ґрунту, що ущільнився в навколопальовому просторі від занурення паль, призводить до непевних результатів, бо після прикладання навантаження швидко розвиваються зони пластичних деформацій і відбувається значне випирання ґрунту до верхньої межі напівпростору – в підсумку отримана картина стає далекою від дійсної.

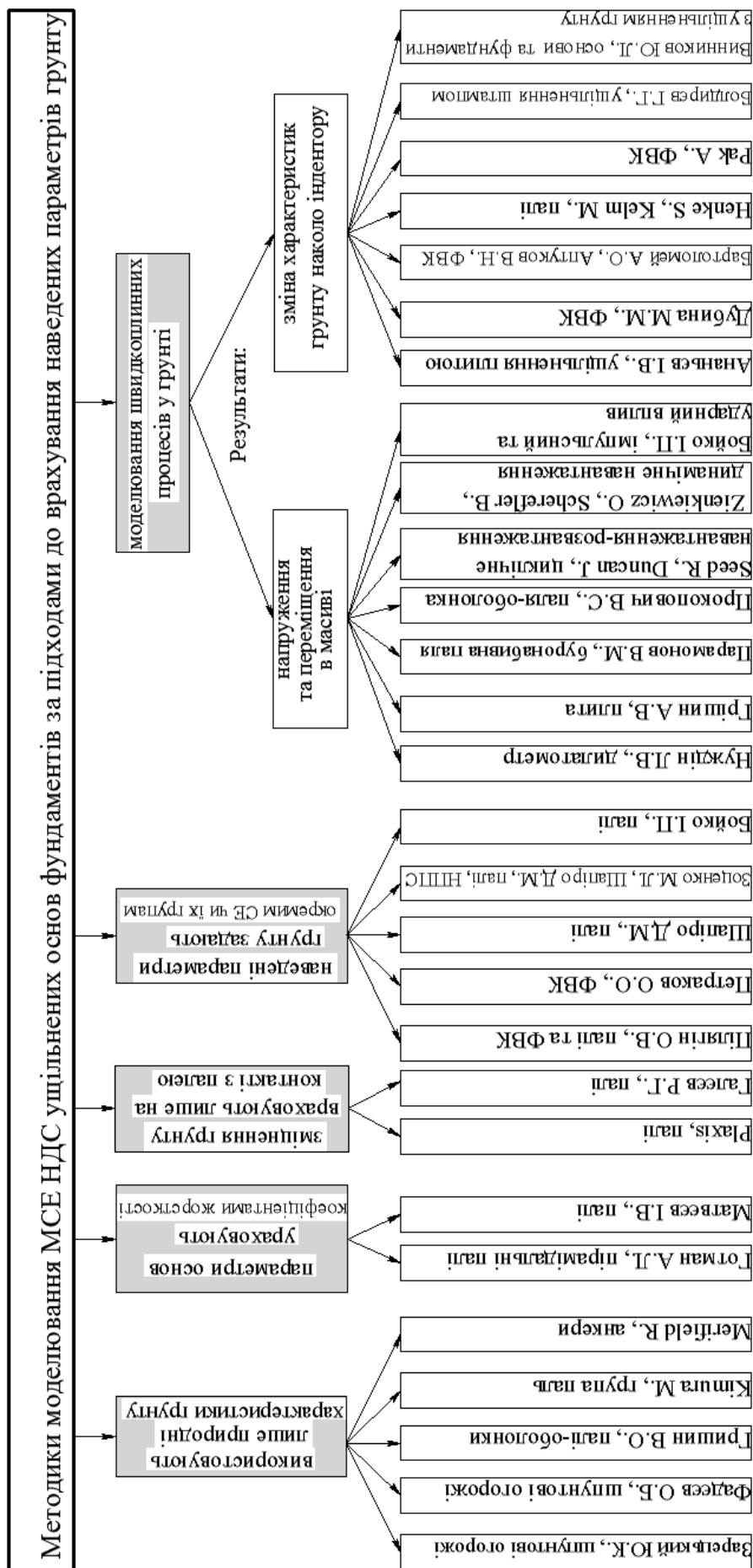


Рис. 5.1 – Структурна схема методик моделювання МСЕ НДС основ і фундаментів з уцілюненням ґрунту

Група 4 об'єднує напрями: 10 – О.В. Пілягіна [9, 155, 200]; 11 – Петракова О.О. [154, 192]; 12 – Д.М. Шапіро [57, 201, 202], де використовують природні характеристики ґрунту, та його наведені параметри навколо фундаментів можуть бути задані окремим СЕ чи цілим групам елементів. Дослідження НДС основ фундаментів у витрамбованих котлованах, пірамідальних, призматичних паль проводять за програмою «Геомеханіка» (методика 10), в якій реалізовано МСЕ, з використанням процедури початкових напружень для розв'язання задач у плоскій і вісесиметричній постановці. Ґрунт розглядають як ідеально пружно-пластичне середовище з граничною поверхнею Мора–Кулона, що підлягає асоційованому закону пластичної течії. Пружно-пластичне рішення отримують повторенням пружних рішень зі змінними на кожному кроці вузловими силами. Між бічною поверхнею палі та ґрунтом приймають повне прилипання. Так моделюванням встановлено, що для призматичних паль довжиною 3 – 12 м у глинистих ґрунтах на перших ступенях вертикального навантаження зусилля на ґрунт передаються верхньою бічною поверхнею палі. Зі збільшенням навантаження в роботу вступає вся бічна поверхня, а надалі й вістря палі. Поліпшення характеристик ґрунту та збільшення довжини палі веде до зростання частки навантаження, що сприймає бічна поверхня. Найбільша частка навантаження, що сприймає вістря, наявна у менш міцних ґрунтах при малій довжині палі.

Зони пластичних деформацій в основі стрічкового фундаменту з пірамідальних паль зароджуються біля їх бічної поверхні. Зі зростанням навантаження пластичні області поширюються в боки та вниз. Зі зменшенням значень φ площі зон граничної рівноваги збільшуються, а чим менше c , тим раніше відмічаються зародження пластичних зон і більш інтенсивний їх розвиток зі зростанням навантаження. Програма VSEM (методика 11) для фундаментів у витрамбованих котлованах складена на базі рішення 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. Моделювання показало, що пластичні області зароджуються в основі розширення й зі збільшенням навантаження поширюються в боки і вгору, аж до поверхні масиву. Розширення з незв'язного матеріалу руйнується одночасно з ґрунтовим масивом, а з бетону зберігає міцність при всіх навантаженнях.

За програмами “Start” і «УПРОС» (методика 12) роботу паль моделюють із використанням вісесиметричного і плоского рішення змішаної пружно-пластичної задачі. Її припущення: безперешкодне деформування при розтягненні; пластична формозміна (зрушення з дилатансією) при складному НС відповідно до рівнянь Мора–Кулона, Мізеса–Шлейхера–Боткіна та неасоційованого закону течії; зрушення за заданою (контактною) поверхнею. Разом з МСЕ процедурна основа –

методи початкових напруг і деформацій. СЕ – стрижневі й континуальні у вигляді плоских трикутників, прямокутників; призми і вісесиметричних кілець трикутного перерізу. Загальна проблема підходів 10 – 12 – трудомісткість визначення параметрів ґрунтів у кожному СЕ.

До групи 4 віднесено й методи: 13 – ПолтНТУ (Зоценко М.Л., Шапіро Д.М.) [47, 79, 201, 203, 210, 283] і 14 – КНУБА (Бойко І.П.) [16, 17, 89], – за якими розміри ущільнених зон і зміна характеристик ґрунту в них приймають за дослідними рішеннями. У підході 13 інтерпретують рівняння В.Ф. Разорьонова [164, 282] взаємозв'язку між фізичними (W ; e) і механічними (питомий опір penetрації R ; ϕ ; c ; E) властивостями ґрунтів, зокрема за даними зондування чи penetрації (детальніше див. розділ 3).

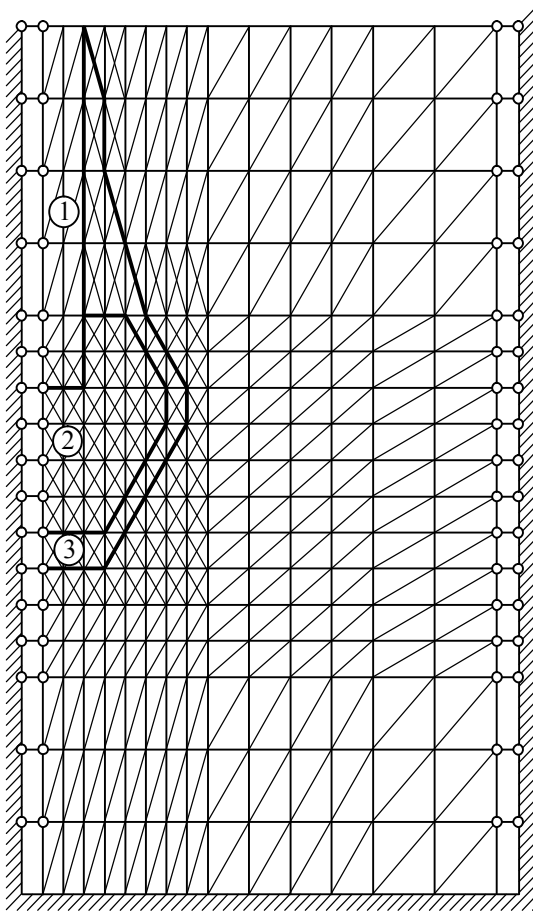


Рис. 5.2 – Розрахункова область набивної палі в пробитій свердловині, її членування на СЕ та граничні умови: 1 – стовбур; 2 – жорстке розширення; 3 – зона ущільнення

З цих виразів за значеннями W і R у будь-якій точці основи визначають механічні параметри ґрунту. Методика апробована для набивних паль у пробитих свердловинах, пірамідальних паль, мікропаль. Розрахункова область набивної палі в пробитій свердловині з розширенням і ущільненням навколопального ґрунту [203] подана на рис. 5.2. Ґрунти – суглинки з коефіцієнтом пористості $e=0.97$. В окремі зони виділено бетонний стовбур, розширення, ущільнену зону ґрунту. Механічні параметри ґрунтів розрахункових областей визначали за рівняннями взаємозв'язку. На рис. 5.3 подано змодельовані й дослідні графіки «навантаження – осідання», а на рис. 5.4 – відповідний розвиток зон пластичних деформацій.

У методі 14 наведені властивості ґрунту приймають за А.О. Бартоломеєм, виходячи з об'єму ґрунту, що витиснений палею, та градієнта ущільнення основи. Параметри СЕ в зоні ущільнення приймають за кореляційними залежностями між градієнтом ущільнення й властивостями ґрунтів. У комплексі «Росинка» реалізовано рішення пружно-пластичної задачі у вісесиметричній і трьохвимірній постановці. Для опису деформування ґрунту використано неасоційований закон пластичної течії, модифікований критерій Мізеса–Шлейхера–Боткіна, дилатансійні співвідношення В.М. Ніколаєвського [137]. Метод апробовано для

набивних і забивних паль, у т. ч. у складі ростверків. Установлено, що вісесиметрична схема, на відміну від просторової, не дозволяє зафіксувати значну концентрацію напружень в області ребер на бічній поверхні палі. Порівняння лінійного й нелінійного рішень просторової задачі показало, що напруження у деяких зонах можуть суттєво відрізнятись, а розходження у відпорі ґрунту при осіданні 0.01 м склало 9%.

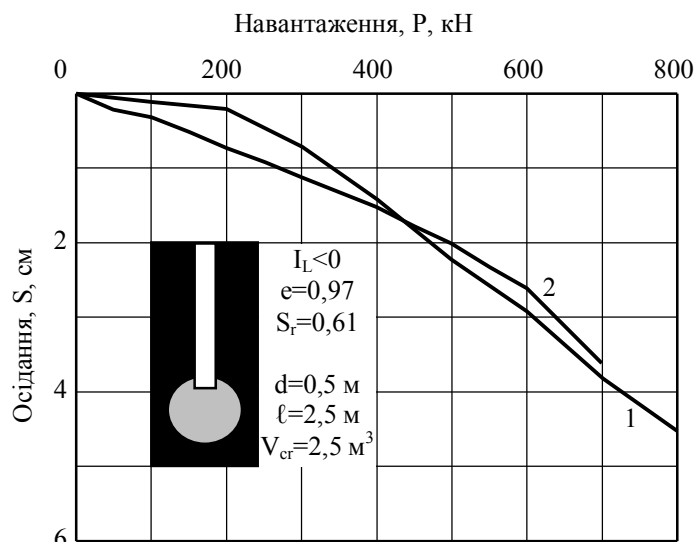


Рис. 5.3 – Графіки «навантаження – осідання»: 1 – випробування; 2 – моделювання

Є й досвід застосування плоского рішення змішаної пружно-пластичної задачі МСЕ, у тому числі із використанням анізотропної моделі середовища, І.П. Бойко, О.К. Бугровим, О.Б. Фадєєвим для розрахунків штучних основ (поверхнєве ущільнення, посилення слабкого прошарку масиву, армування ґрунту) [22, 185]. Наведені характеристики ґрунтів розрахункової області в них приймались начебто середньовиваженими (з урахуванням їх зміцнення) й незмінними в межах кожного шару.

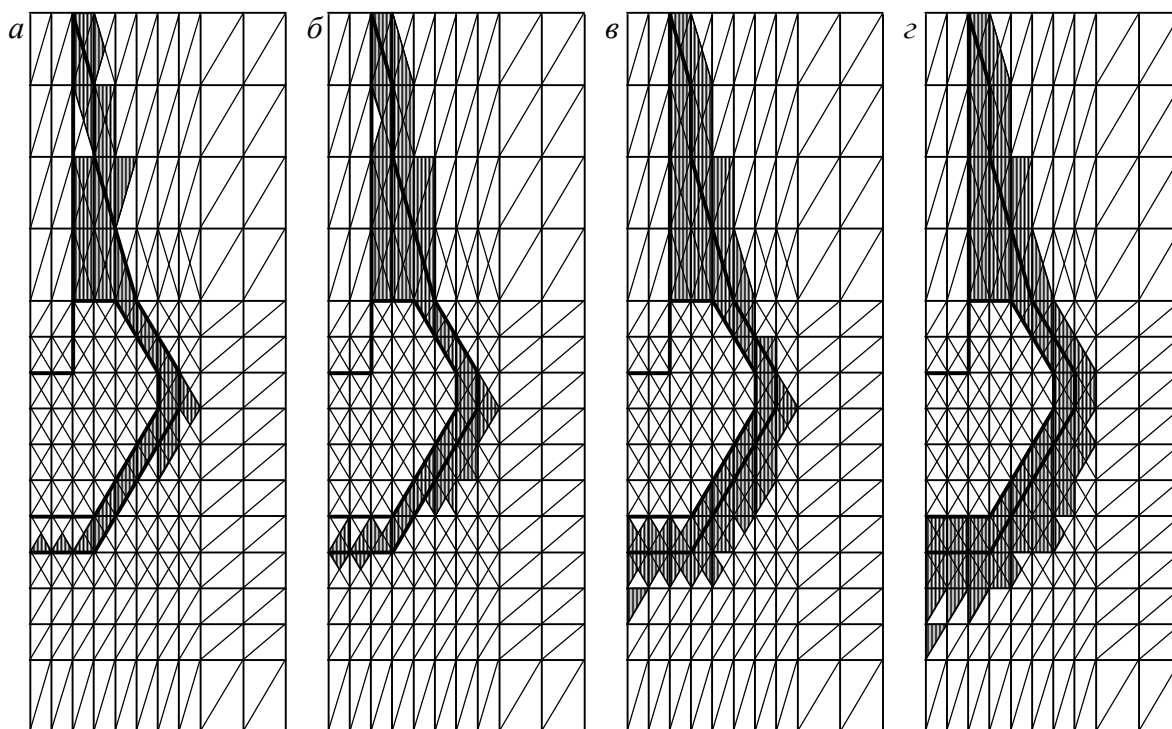


Рис. 5.4 – Розвиток зон пластичних деформацій при навантаженнях: а – P=400 кН; б – P=500 кН; в – P=600 кН; г – P=700 кН

Отже, сучасні СЕ методики рішень пружно-пластичних задач дозволяють адекватно описувати НДС ущільнених основ фундаментів під навантаженням, але методики одержання наведених характеристик ґрунтів не відповідають їх рівню. Можливість одержання наведених характеристик середовища після утворення в ньому фундаментів і основ з ущільненням ґрунту може відкрити математичне моделювання швидкоплинних процесів (рис. 5.1), до яких належать і різноманітні технології ущільнення ґрунтів. Актуальними в цьому напрямі є роботи В.Н. Аптукова й А.О. Бартоломея [10, 132], І.П. Бойко [18], Г.Г. Болдирєва [19], М.М. Дубини [69, 130], В.М. Парамонова [148 – 150], О.О. Петракова [120], А. Bakkarі [268], К. Edip [257], Z. Fu [231], G. Heibrock [238], S. Henke та J. Grabe [239, 240], M. Kelm [245], A. Pak, H. Shahir та A. Ghassemi [258], G. Tsitsas [227], O. Zienkiewicz та B. Schrefler [269].

Найбільші труднощі числових досліджень пов'язані зі:

- значною фізичною нелінійністю (головним чином, стисливістю) ґрунтів, у т. ч. через проблеми врахування характеру та швидкості їх навантаження. Це ускладнює вибір адекватної феноменологічної моделі механічної поведінки середовища, а звідси й відносно простої (бажано лабораторної) методики визначення її параметрів;
- суттєвою геометричною нелінійністю (великі незворотні деформації й локальні зміщення ґрунтів), через яку числова реалізація задач супроводжується значним спотворенням скінченоелементної сітки, звідси виникає необхідність її нерегулярної перебудови, що створює технічні труднощі та підвищує похибки числових рішень;
- невідомістю подекуди області контакту робочого органа (фундаменту) з ґрунтом.

Через це рішення, що базуються на традиційній у геомеханіці мірі малих деформацій, здебільше непридатні до моделювання швидкоплинних процесів. Отже, не розв'язаними є питання про універсальну методику моделювання останніх у ґрунтах. Звичайно їх моделюють на ПЕОМ МСЕ у межах вісесиметричної просторової задачі. Ґрунт представляють однофазним ізотропним пружно-пластичним середовищем.

Методики моделювання НДС основ із пружно-пластичними властивостями за рішеннями просторових задач МСЕ поділимо на дві групи (рис. 5.1) за використанням їх результатів для проектування. Виходом розрахунків першої є напруження й переміщення в масиві, а другої – зміна щільності ґрунту навколо індентора (штампа, палі). Приклади вихідних сіток СЕ та результатів моделювання швидкоплинних процесів подані на рисунку 5.5. У групі 1 методики: 1 – Нуждіна Л.В. і Лаврова С.М. [117, 138]; 2 – А.В. Гришина [60]; 3 – В.М. Парамонова [148 – 150]; 4 – ВНДІГ (Прокопович В.С.) [48]; 5 – Стенфордського університету (Seed R. і Duncan J.) [266]; 6 – O. Zienkiewicz і B. Schrefler [269]; 7 – КНУБА (Бойко І.П.) [18].

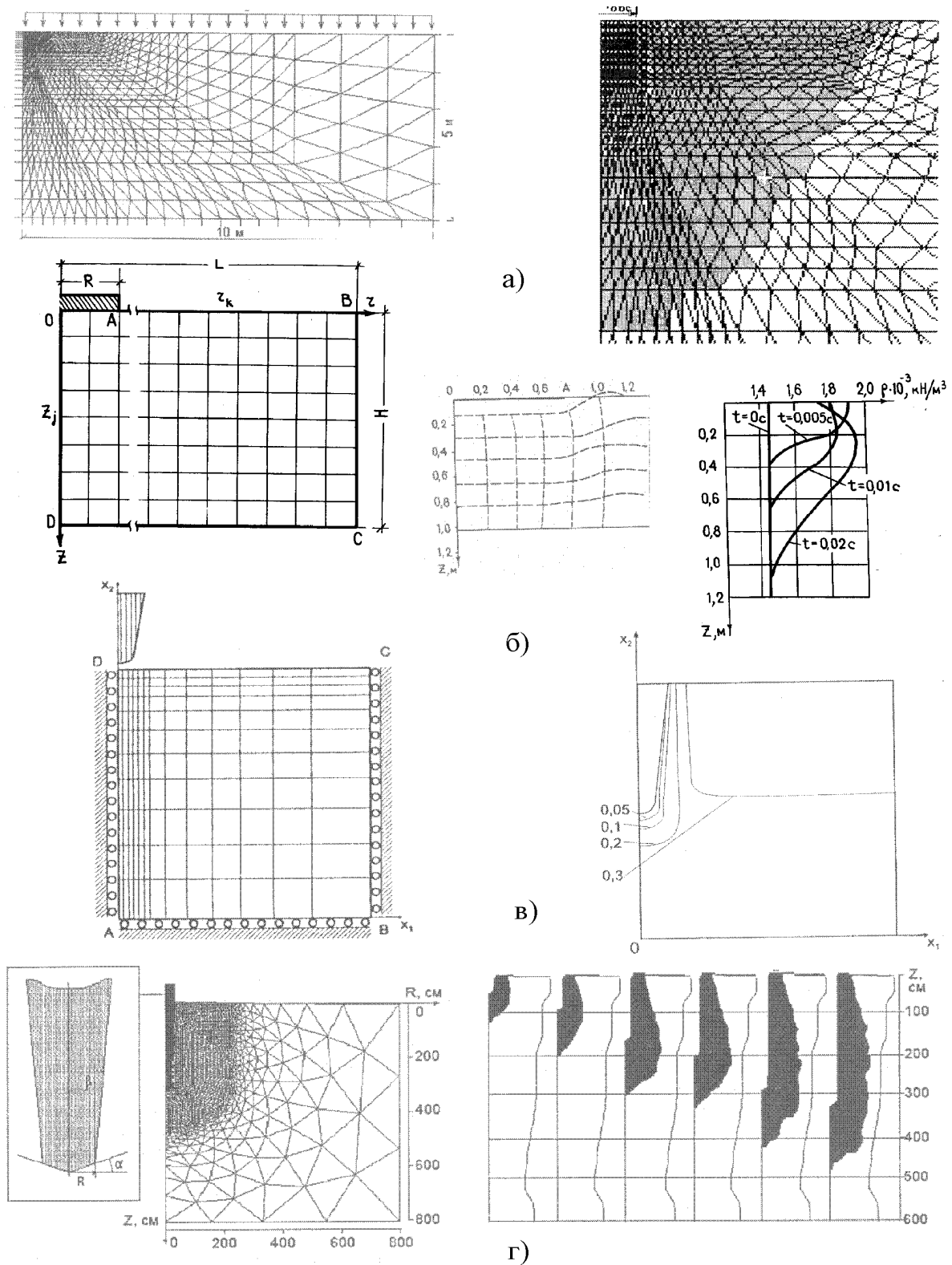


Рис. 5.5 – Вихідні сітки СЕ і результати моделювання швидкоплинних процесів за методиками: а – 3 (результат – розвиток областей граничного стану ґрунту в зоні обрізу обсадної труби при затіканні його в трубу); б – 8 (зміна сітки СЕ та значення щільності ґрунту вздовж осі симетрії в різні моменти часу); в – 9 (розподіл пористості навколо індентора); г – 10 (розвиток осередку деформацій)

Методики 1–5 орієнтовані на моделювання окремих швидкоплинних процесів, а 6 і 7 – універсальні для НДС основ при імпульсному й ударному впливі. Метод 1 визначає розвиток зон руйнування ґрунту та характер змін епюр контактного тиску при зануренні клиноподібного дилатометра з шириною робочих граней 10 см і кутом між ними 2° . Зони руйнування ґрунту розвиваються від країв його грані до її середини. Через малу товщину приладу незначні й остаточні деформації навколишнього ґрунту. Тому й дані пружного та пружно-пластичного рішень, а також плоскої і просторової задач – близькі. Вихід методу 2 – переміщення й напруги плити та її основи від імпульсного впливу. Середовище поділяють на 8-вузлові СЕ та нескінчені 5-вузлові ізопараметричні елементи [180]. Використана теорія пластичної течії зі зміцненням.

Параметри водонасичених глинистих ґрунтів, на яких апробовано метод 3, приймали за ідеально пружно-пластичною моделлю з граничною поверхнею, яку описує критерій Мізеса $\tau_{гр} = \text{const}$. Реологічні властивості ґрунту не розглядалися, тому рішення має певний запас. СЕ – трикутні першого порядку. При їх спотворенні в процесі рішення сітка СЕ перебудовується. Переміщення вузлів сітки приймають за траєкторії руху часток у процесі вдавлювання палі чи напливу ґрунту в забій пробуреної свердловини (рис. 5.5, а). Для вдавлених паль установлено, що частки навколо й нижче від їх вістря рухаються вбік і вниз, а вище вістря – вбік і вгору, що викликає піднімання денної поверхні; переміщення понад 1 см поширюються на відстань до 10 – 12 діаметрів палі; моделі однофазного ґрунту більш адекватні реальним процесам у ґрунтах, а двофазне середовище в умовах швидкого навантаження має високу жорсткість, тому розраховані зусилля вдавлюванню набагато перебільшують натурні, навколо палі через випирання ґрунту утворюється характерна воронка. На стійкість ґрунту в забої свердловини найбільше впливають питоме зчеплення та природний тиск, а найменше – діаметр свердловини.

У дослідженнях буронабивних паль, що розширюють за електрогідралічним ефектом (ЕГЕ), Шашкін О.Г. [180] використав модель, аналогічну “Sam-Clay”. Задача має два етапи: 1) формування п’яти палі заданням переміщень; 2) вертикальне навантаженням палі. При введенні геометрії сітки СЕ ураховують координати її вузлів, отримані на першому етапі. Рішення базується на припущенні про повну релаксацію напруг та остаточність деформацій, що викликані ЕГ-розрядами. У цілому числові дослідження за методикою 3 впливу механічних властивостей ґрунту на деформування навколишнього ґрунту показали, що розміри області розвитку граничного стану визначаються конкуренцією характеристик міцності та деформативності ґрунту: при одному й тому ж модулі Е розміри області граничного стану тим вищі, чим нижче опір ґрунту зрушенню; при одному і тому ж опорі зрушенню розміри області граничного стану тим вищі, чим менша стисливість ґрунту.

Процес засмоктування металевих паль діаметром 5 м і висотою 12 м ґрунтом морського дна під платформу для видобутку нафти й газу в умовах шельфу моделюють у межах плоскої та просторових задач (СЕ – трикутні) методики 4. При цьому вважають, що матеріал паль не деформується; ґрунт має пружні й ідеально пружно-пластичні властивості, які описують рівняннями Друкера-Прагера; міцність середовища на контакт з металом складає $2/3$ міцності ґрунту; міцність ґрунту визначається величиною опору недренованому зрушенню c_u (отже, модель пластичності Друкера-Прагера збігається зі звичайною моделлю ідеальної пластичності Мізеса), через що враховується опір ґрунту, розташованого позаду палі в зоні розтягування (ґрунт у цій області засмоктується за палею при навантаженнях від хвиль через ефект зниження порового тиску). Розміри областей випирання та осідання приблизно збігаються із висотою палі, а поверхні зрушення направлені під кутом 45° до горизонту. Опір пластичним деформаціям ґрунту в цих областях визначає силу, що втримує палею в основі. Рішення плоскої задачі занижує (до 1.5 разу) несучу здатність цих паль порівняно з просторовою через неврахування просторового ефекту.

Методикою 5 оцінюють остаточні напруги в ґрунті через взаємодію зі спорудою, що викликані поступовим ущільненням унаслідок множинних циклів навантажень і розвантажень. Модель ґрунту – феноменологічна. У методі 6 МСЕ моделювали локалізацію непружної деформації у насичених піщаних зразках в умовах динамічного навантаження за відсутності дренажу. При цьому поведінка скелета ґрунту задовольняє граничну умову Кулона–Мора. Доведено, що процес локалізації залежить від щільності зразків. Ширина смуг локалізації суттєво залежить від проникності.

У методиці 7 використана модель середовища в межах дилатансійної теорії В.М. Ніколаєвського. СЕ – універсальної топологічної структури, що дозволяє генерувати стрижневі, плоскі, вісесиметричні, просторові задачі. Через значні переміщення застосована моментна схема СЕ, в якій виконується урахування жорстких зміщень на рівні формування коефіцієнтів системи розв'язувальних рівнянь. Вибір кроку за часом залежить від характеру і швидкості навантаження. Для урахування фізичної нелінійності використовують на кожному кроці за часом ітераційний метод Ньютона – Канторовича. Із досягненням у будь-якому СЕ граничних напруг відповідно до заданого законом стану коректуються розрахункові параметри, після чого ітераційний процес на кроці повторюється зі змінною правою частиною.

До цієї групи методик можна також віднести й достатньо нові рішення моделювання МСЕ окремих швидкоплинних процесів ущільнення ґрунтів, які викладені в публікаціях А. Bakkarі та ін. [268], К. Edip та ін. [257], Z. Fu та ін. [231], G. Heibroock та ін. [238], G. Tsitsas та ін. [227].

Група 2 об'єднує підходи (рис. 5.1): 8 – Ростовського ДБУ (Ананьєв І.В. і Воляник М.В.) [3]; 9 – Тюменської ДАБА (Дубина М.М.) [69, 130]; 10 – Пермського НДТУ (Бартоломей А.О., Аптуков В.Н., Омельчак І.М.) [10, 132, 139]; 11 – Institute of Geotechnical and Constructional Engineering, University of Technology Hamburg (Henke S., Grabe J., Kelm M.) [239, 240, 245]; 12 – Sharif University of Technology, Iran (Pak A., Shahir H., Ghassemi A.) [258]; 13 – Г.Г. Болдирєва [19].

Перший із них моделює лише ущільнення ґрунту круглою плитою, а інші, більш універсальні розглядають процес занурення в масив різних за геометрією трамбівок (паль, штампів). У методі 8 рівняння стану ґрунту прийняті за С.С. Григоряном [59]. СЕ – прямокутні, чотирьохвузлові. За моделюванням розвиток пластичних деформацій зосереджено під плитою. Далі деформації розповсюджуються на все більший об'єм ґрунту. Пружні деформації відновлюються. Через остаточні деформації змінюється щільність сухого ґрунту ρ_d . Так, при природному $\rho_d = 1.46 \text{ г/см}^3$ і зниженні поверхні масиву на 10 см $\rho_d \approx 1.95 \text{ г/см}^3$ на глибині 0.2 м від подошви штампа (рис. 5.5, б). Ця область обмежена поверхнею контакту й поверхнею, близькою до еліпсоїда обертання. Поблизу краю плити зафіксовано «винос» ґрунту. Збільшення ρ_d із глибиною зі зростанням часу супроводжується зниженням ρ_d поблизу контакту ($\rho_d \approx 1.75 - 1.8 \text{ г/см}^3$). Ще результат – залежність осідання трамбівки від її ваги й радіуса.

Методика 9 досліджує формування геометрії зони навколо конічного індентора (імітація виштамповування котловану) та зміни характеристик ґрунту в ній. Властивості матеріалу, за пропозицією А.Л. Gurson, описують співвідношеннями теорії пластичності з урахуванням пористості ґрунту. СЕ – прямокутні, чотирьохвузлові (рис. 5.5, в). Область контакту конуса з ґрунтом попередньо невідома. Тому в рішенні застосоване «поточне лагранжеве формулювання задачі»: весь інтервал навантаження розбивають на ряд досить малих етапів за часом; на початку кожного етапу конфігурацію вважають відомою; після рішення задачі на даному кроці визначають конфігурацію, тензори напруг і деформацій тощо, які відповідають кінцю цього етапу навантаження. Рівняння, які входять до постановки, лінійні відносно швидкостей, що дозволяє використовувати існуючі програми рішень геометрично нелінійних задач. Результат – поля розподілу пористості. При цьому, однак, можливий випадок, коли мінімальне значення пористості близьке до нуля (рис. 5.5, в).

Методику 10 теж апробовано на моделюванні витрамбовування котлованів (рис. 5.5, г), а крім того, забиванні паль. Динамічна пружно-пластична модель ураховує нелінійну об'ємну стисливість ґрунту залежно від швидкості деформування та гідростатичного тиску. СЕ – трикутні. Для числового рішення використовують алгоритм явної скінченнорізницевої схеми на нерегулярній лагранжевій сітці з автоматичною перебудовою при

розрахунку. Це дозволяє адекватно моделювати ефекти на межі трамбівки (палі) з ґрунтом. Результат – розподіл ущільнення, деформацій і напруг у масиві навколо котловану (рис. 5.5, г). Через обмеження в математичній моделі ущільнення ґрунту дослідною «граничною» щільністю ρ_p мінімальна величина його пористості не наближається до нуля, що значно більше відповідає експериментальним даним порівняно з методикою 9. Для моделювання роботи фундаменту використовують в'язкопластичну модель квазістатичної взаємодії системи «фундамент – ґрунт» з урахуванням реологічних властивостей ґрунту.

На рис. 5.6 подано окремі результати моделювання МСЕ за методикою 11 процесу забивання палі постійного поперечного перерізу за довжиною в ґрунт, зокрема, показана сітка СЕ після деформування ґрунтового середовища внаслідок забивання такої палі, а також зони ущільнення та дилатансії ґрунту, які при цьому сформувалися навколо палі. Аналогічні результати моделювання МСЕ за методикою 12 процесу витрамбовування важкою трамбівкою в ґрунті котловану показані на рис. 5.7. На рис. 5.8 представлено результати моделювання за методикою 13 зміни щільності піщаного ґрунту в розрахунковій області від різного вертикального переміщення в масив штампу (помітно, що при цьому формуються як зони ущільнення, так і дилатансії ґрунту).

Таким чином, проаналізовані числові рішення просторових задач МСЕ з використанням пружно-пластичних моделей ґрунту певною мірою адекватно відбивають НДС масивів при влаштуванні в них окремих видів основ і фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту, в т. ч. з отриманням за підходами другої групи наведеної щільності та пористості ґрунтів. Але при цьому слід створити універсальний програмний комплекс, за допомогою якого проектувальник міг би моделювати: 1) різноманітні за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і швидкістю передачі на нього навантаження процеси влаштування фундаментів і штучних основ з ущільненням ґрунту, результатом чого повинні бути НДС масиву та наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів, зокрема модуля деформації тощо; 2) наступну роботу цих основ і фундаментів. При цьому методика визначення параметрів моделі ґрунту повинна бути якомога доступнішою проектувальнику, бажано лабораторною.

Дослідно встановлено, що закономірності взаємодії фундаментів з ущільненою основою при створенні й роботі визначаються природним станом масиву, конструктивними і технологічними параметрами їх зведення та умовами експлуатації [31, 75, 97, 135, 196, 210, 277]. Експериментально-аналітичні й теоретичні методи визначення параметрів ущільнених зон достатньо точні для окремих видів фундаментів і основ, але не універсальні. Більш загальним має бути підхід із застосуванням математичного моделювання з урахуванням особливостей ущільнення.

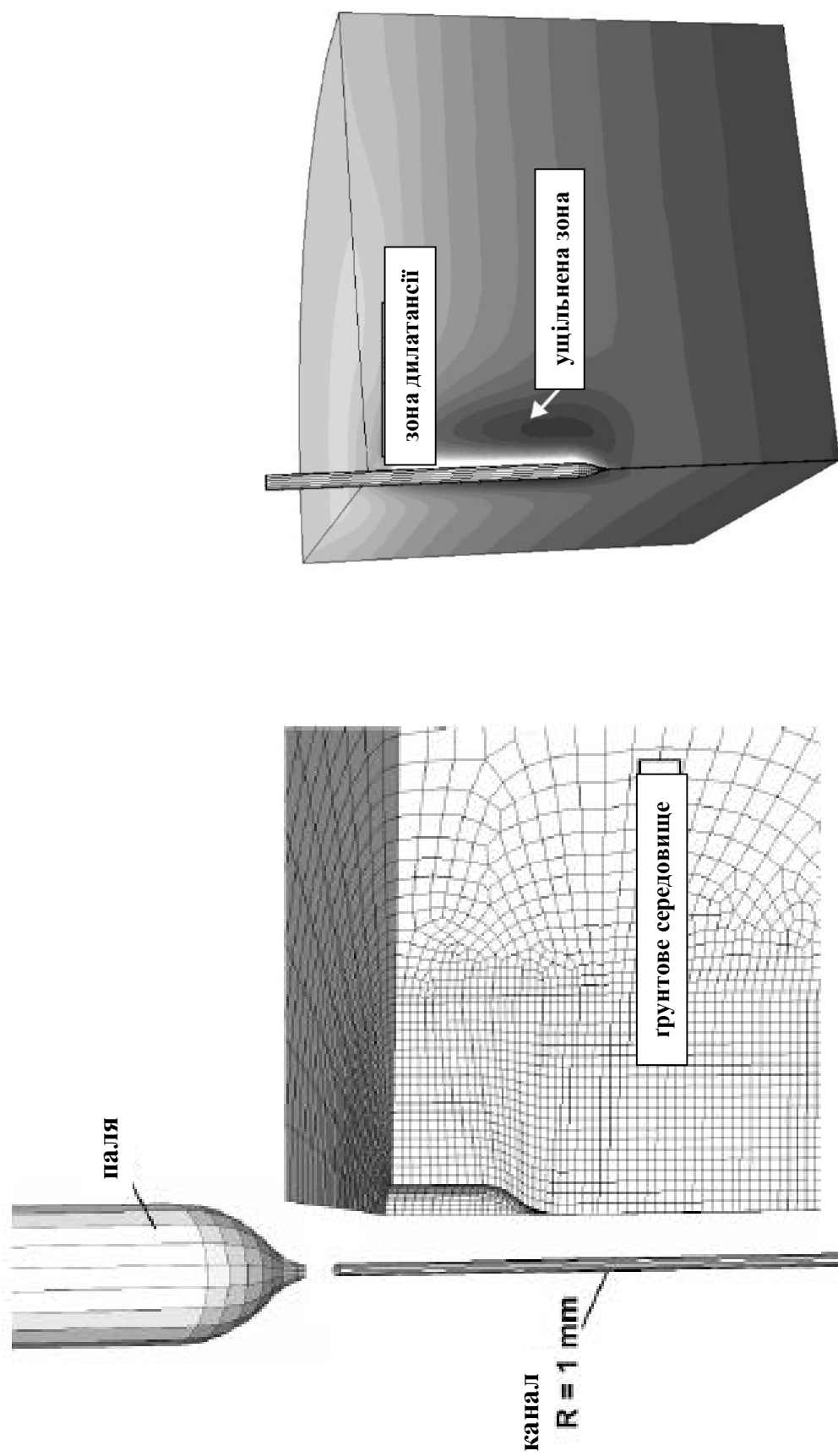
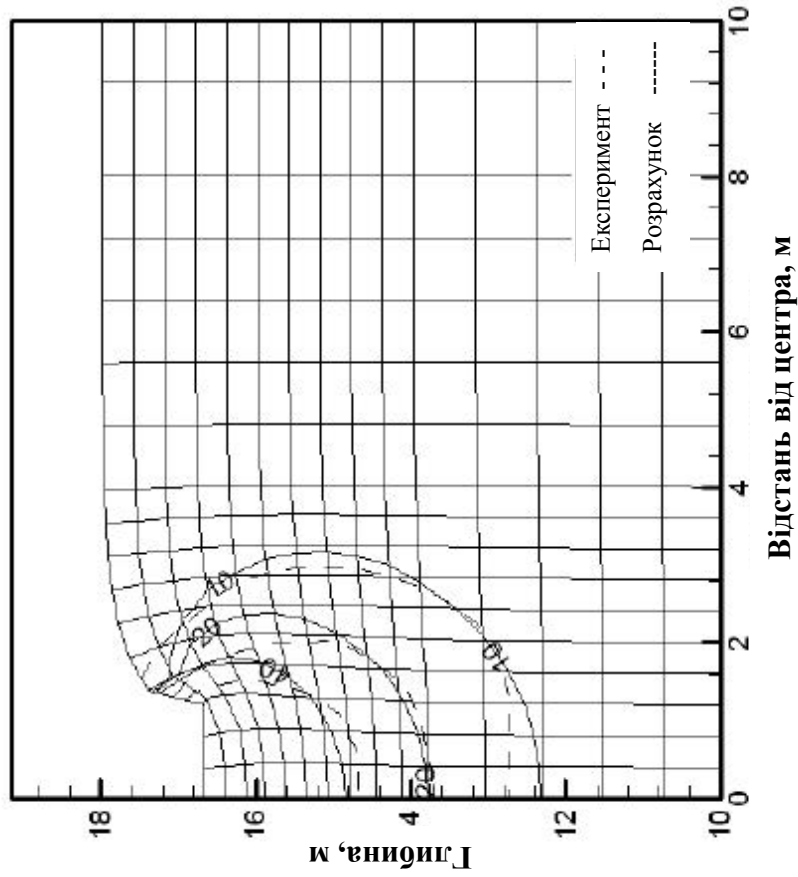
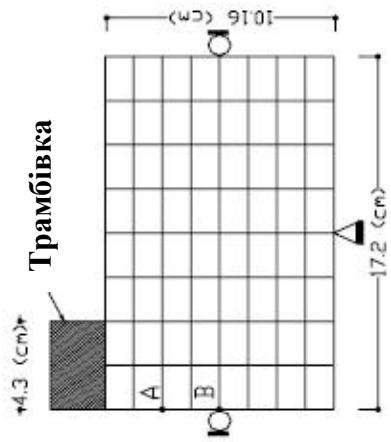
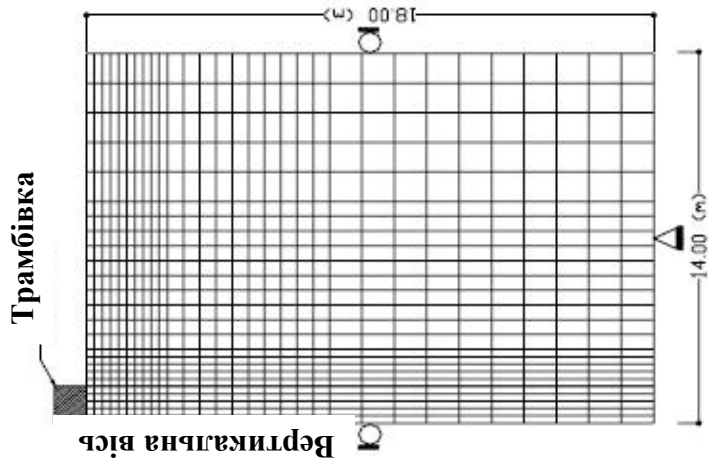


Рис. 5.6 – Результати моделювання MSE за методикою S. Непке та J. Grabe [239, 240] забивання палі постійного поперечного перерізу за довжиною в ґрунт: а – сітка деформування ґрунтового середовища внаслідок забивання палі; б – зони ущільнення та дилатансії ґрунту, які при цьому сформувалися навколо палі

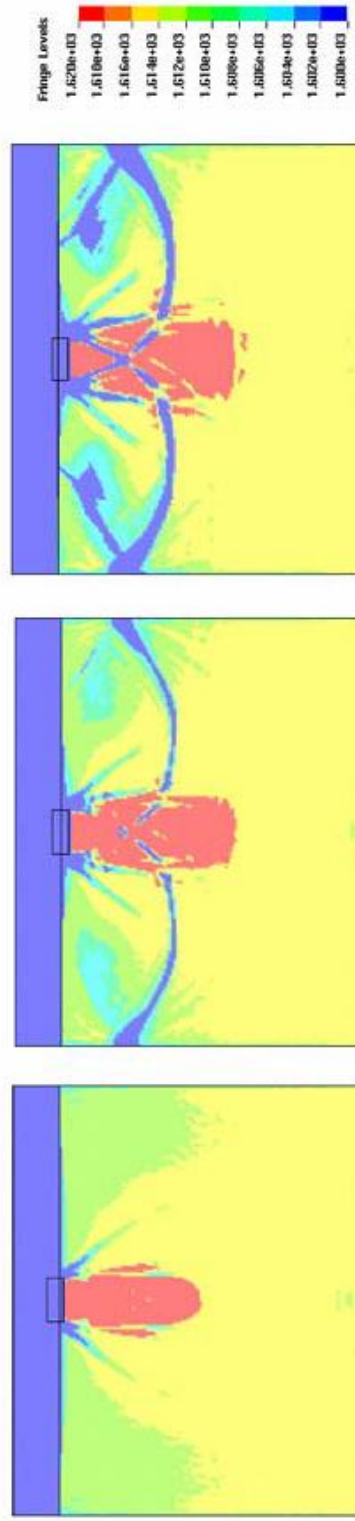
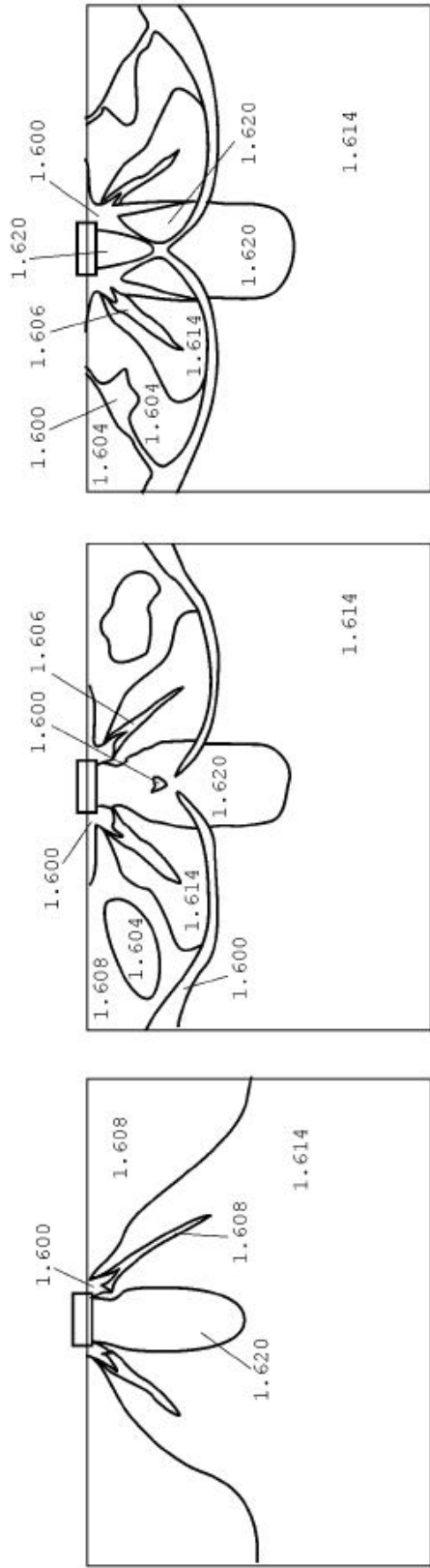


а

б

в

Рис. 5.7 – Результати моделювання MSE за методикою А. Рак, Н. Шахір та А. Ghassemi [258] виграмбовування важкою трамбівкою в ґрунті котловану: а – вихідна сітка SE; б – її фрагмент; в – фрагмент сітки SE після деформування ґрунтового середовища внаслідок виграмбовування котловану



а

б

в

Рис. 5.8 – Результати моделювання за методикою Г.Г. Болдирева [19] зміни щільності ґрунту (її початкове значення 1.614 г/см³) в розрахунковій області від вдавлювання в масив штампу при його вертикальному переміщенні 2.1 см (а), 3.1 см (б) та 4.1 см (в)

Класифікація методів ущільнення ґрунту, що подана нижче, саме й розроблена для моделювання задач влаштування та роботи основ і фундаментів з ущільненням ґрунту [36, 77, 88, 274]. Вона має такі таксономічні одиниці, що виділяють за групами ознак:

- клас – за загальною розрахунковою схемою роботи (ущільнення) ґрунту при створенні фундаменту, палі чи штучної основи;
- група – за загальним характером (статичний, динамічний) впливу на ґрунт. Обидві групи можуть входити до складу кожного з класів;
- підгрупа – за способом та основними характеристиками впливу (зокрема швидкості передачі тиску) на ґрунт;
- тип – за технологічними особливостями методів;
- вид – за геометричними (просторовими) ознаками ущільнених зон;
- різновид – за конструктивними відмінностями ущільнення основ.

Загальна формула ущільнення ґрунту – це процес із трьох послідовних стадій: 1) руйнування його природної структури; 2) перехід ґрунту в розріджений стан; 3) відновлення чи формування нової структури її поступове зміцнення [38, 79, 143].

Для класу 1 «Робота (ущільнення) ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» (умовно – «компресійна задача») характерні переміщення й ущільнення ґрунту лише в одному напрямку, формування наведеної анізотропії лише за цим напрямом, відсутність у масиві зон розущільнення. До цього класу відносять тривало обтиснуті основи, поверхнево ущільнені основи, ґрунтові подушки.

Клас 2 «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («задача про занурення жорсткого плоского штампа») характеризують переміщення й ущільнення ґрунту переважно в пріоритетному напрямку, формування за ним наведеної анізотропії, можливість утворення в масиві зон розущільнення (випирання) безпосередньо за межею фундаменту (штампа, органа). До цього класу, наприклад, належать глибинно ущільнені основи.

Для класу 3 «Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками» («задача занурення пенетраційного наконечника») характерні переміщення й ущільнення ґрунту в різних напрямках, формування наведеної анізотропії відповідно до цих напрямів, можливість утворення розущільнених зон ґрунту в різних частинах масиву. Клас вирізняють різні палі, у т. ч. з розширеннями, блоки, фундаменти у витрамбованих і виштампуваних котлованах.

5.2 Феноменологічна пружно-пластична модель ґрунту та програмний комплекс для моделювання задач ущільнення основ

Для оцінювання НДС основ і фундаментів за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур у геометрично й фізично нелінійних

вісесиметричних задачах ущільнення ґрунту створена *феноменологічна деформаційна пружно-пластична модель пористого тіла*. У ній зроблена спроба врахувати: фізичну нелінійність ґрунту як при значних незворотних деформаціях (до десятків сантиметрів, кількох метрів) і швидкостях передачі тиску на ґрунт, характерних для його ущільнення при зведенні фундаментів (паль, основ), так і відносно малих деформаціях (до кількох сантиметрів), характерних для статичного навантаження сформованого при ущільненні середовища; зміни фізико-механічних властивостей ґрунту в процесі ущільнення-розущільнення на обох стадіях; різний опір ґрунту на стиснення й розтягнення; анізотропію ґрунту [36].

Через суттєву різницю процесів: 1) ущільнення ґрунту при влаштуванні основ і фундаментів; 2) наступної роботи ущільненого масиву під статичним навантаженням, – передбачено моделювання їх за два етапи, для кожного з яких у моделі ґрунту задані відповідні особливості. На першому етапі наведений НДС масиву викликається завданням певних примусових незворотних переміщень ґрунту в його межах (у натурних умовах це відповідає зануренню палі, витрамбовуванню котловану, поверхневому чи глибинному ущільненню масиву тощо), а на другому – прикладенням до нього вертикального статичного навантаження.

Аналітичні дослідження НДС цих основ, особливо на першому етапі, не можуть бути виконані лише з традиційних у механіці ґрунтів позицій міри нескінченно малих деформацій, бо проблема пов'язана з суттєвою геометричною нелінійністю й необхідністю врахування змін властивостей ґрунту. На вибір моделі вплинули і вимоги використання фізичних рівнянь, які б спирались на «основні параметри механічних властивостей ґрунтів» за ДБН В.2.1-10-2009 [65], що визначаються за стандартними чи близькими до них методиками [20, 62, 68, 88, 131, 172, 176, 197].

При побудові моделі використані відомі *гіпотези* механіки ґрунтів.

1. Ґрунт (у кожному СЕ) мають за однорідне пористе середовище. При НДС унаслідок незворотних деформацій (ущільнення) об'єм твердих часток залишається постійним, а пор змінюється (зменшується).

2. Зміна значень фізико-механічних властивостей ґрунту, за інших рівних умов, є функцією зміни пористості та швидкості передачі тиску.

3. При деформаціях зберігається суцільність ґрунтового масиву.

4. Деформації формозміни в загальному випадку нелінійні, тобто зв'язок між компонентами девіаторів напружень і деформацій нелінійний.

5. Навантаження – просте (компоненти девіатора напружень зростають пропорційно одному параметру). Зберігається співвісність тензорів напружень і деформацій. Як і в інших сучасних теоріях [50, 61, 67, 73, 87, 95, 99, 122, 137, 149, 150, 169, 183 – 187, 201, 202, 223, 254], зв'язок між компонентами об'ємних тензорів напружень і деформацій нелінійний.

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 та деформації; K і G – нелінійні функції об'ємного модуля та модуля зрушення.

$$\varepsilon_o' = 3\varepsilon_o; \quad (5.3)$$

$$\gamma_o' = 2\gamma_o; \quad (5.4)$$

$$\sigma_o = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3); \quad (5.5)$$

$$\varepsilon_o = \frac{1}{3}(\varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z) = \frac{1}{3}(\varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3); \quad (5.6)$$

$$\begin{aligned} \tau_o &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}; \end{aligned} \quad (5.7)$$

$$\begin{aligned} \gamma_o &= \frac{2}{3}\sqrt{(\varepsilon_x - \varepsilon_y)^2 + (\varepsilon_y - \varepsilon_z)^2 + (\varepsilon_z - \varepsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{yz}^2 + \gamma_{zx}^2)} = \\ &= \frac{1}{3}\sqrt{(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2}. \end{aligned} \quad (5.8)$$

Модель ґрунту розроблена для оцінювання НДС основ за допомогою МСЕ і кроково-ітераційних процедур комплексом, орієнтованим на вісесиметричні задачі ущільнення масиву (перший етап), та його наступної роботи під дією статичного навантаження (другий етап). 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 напруги в ґрунті релаксуються, а наведені фізико-механічні характеристики ґрунту зберігаються. Особливість моделі за умов значної геометричної й фізичної нелінійності, зокрема процесу ущільнення масиву, є опис у явній (замкненій) формі (за логарифмічними залежностями) зміни фізико-механічних характеристик ґрунту при його незворотних об'ємних деформаціях залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску.

Особливість моделі за умов другого етапу полягає в тому, що при складному НС (стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) та пластичну частини, причому пластична складова деформацій виникає після досягнення НС межі міцності відповідно до умови Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Враховується також можливе зміцнення ґрунту аналогічно першому етапу.

Аналіз особливостей моделей ґрунту, можливих до застосування на першому етапі моделювання НДС основ, показав, що для адекватного опису їх поведінки при ущільненні за різними схемами витиснення ґрунту і швидкостями прикладення тиску, тобто в умовах значної фізичної та

геометричної нелінійності (наслідком чого є формування неоднорідної будови масиву), визначальним є опис незворотних об'ємних деформацій пористого тіла (гіпотеза 1) із визначенням змін його властивостей при цьому (гіпотеза 2). Значення пористості ґрунту завжди позитивне

$$n = e_o / (1 + e_o) \geq 0, \quad (5.9)$$

де e_o – початкове значення коефіцієнту пористості ґрунту.

Граничний стан ґрунтового скелета, тобто при $n = 0$, можливо задати залежністю «одноосьове напруження – деформація» у вигляді:

$$\bar{\sigma} / \sigma_y = \begin{cases} \bar{\varepsilon} / \varepsilon_y, & \bar{\varepsilon} < \varepsilon_y; \\ (\bar{\varepsilon} / \varepsilon_y)^N, & \bar{\varepsilon} \geq \varepsilon_y, \end{cases} \quad (5.10)$$

де σ_y – межа пружності за напругами; $\varepsilon_y = \sigma_y / E$ – межа пружності за деформаціями; $\bar{\sigma}$ – ефективні напруження в скелеті ґрунту, а умову пластичності пористого матеріалу – в записі A.L. Gurson [130]

$$F(\sigma_s, \sigma_o, n) = \left(\frac{\sigma_s}{\sigma} \right)^2 + 2n \cdot q_1 \cdot \cosh \left(\frac{q_2 \sigma_o}{2\sigma} \right) - 1 - q_3 \cdot n^2 = 0, \quad (5.11)$$

де $\sigma_s = \sqrt{3} \tau_i$ – інтенсивність напружень; q_1, q_2, q_3 – постійні матеріалу.

З останнього виразу виходить, що умова пластичності середовища суттєво залежить від n , а при $n = 0$ вона вироджується в умову Мізеса.

Зазначимо, однак, що через парність функції гіперболічного косинуса вираз (5.11) не чутливий до знака гідростатичного тиску і відповідає поведінці матеріалу з однаковим опором стисненню й розтягненню, але ж ґрунти практично не працюють на розтягнення. При заміні гіперболічного косинуса експоненційною функцією для позитивних значень σ_o межа текучості ґрунту зростає, негативних – зменшується, отже ця модифікація моделі Gurson вже правильно відбиває фізику роботи ґрунту (рис. 5.9). Приймаючи, що швидкість зміни пор пропорційна об'єму твердих часток ($m = 1 - n$) і швидкості незворотної зміни об'єму ε_{pv} , і використовуючи асоційований закон течії, отримуємо закономірності деформування ґрунту.

Та ця модель вимагає трьох постійних, а зміна модуля деформації при деформуванні ґрунту визначається в неявній формі. Тому нами за параметр моделі, що описує незворотні об'ємні деформації ґрунту від примусових переміщень, прийнята більш універсальна і проста залежність модуля деформації E_i від об'єму ґрунту, зокрема в елементі масиву, компресійному кільці, СЕ розрахункової області, V_i , на i -тому ступені переміщення (навантаження):

$$\eta_i = E_i / E_o = f(V_i / V_o), \quad (5.12)$$

де E_o і V_o – модуль деформації та об'єм ґрунту на початковому ступені навантаження.

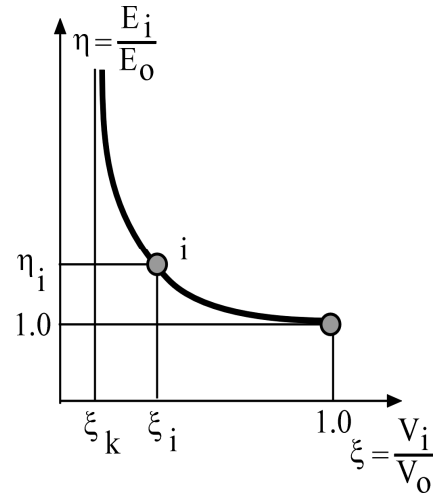
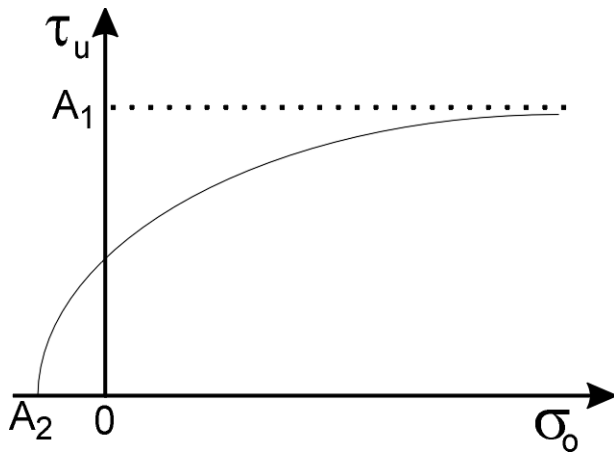


Рис. 5.9 – Умова текучості за (5.11) Рис. 5.10 – Графік $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$

Через гіпотезу 1 і залежність E_i від коефіцієнта пористості e_i за тих же умов: $E_i/E_o = f(e_i/e_o)$ – аналогічна виразу (5.12) вигляд. Теоретичний графік $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ подано на рисунку 5.10. Зі зменшенням

$$\xi_i = V_i / V_o, \quad (5.13)$$

величина E_i/E_o зростає (дійсно, чим менший об’єм ґрунту, тим менша його пористість, більший модуль деформації) й наближається до асимптоти

$$\xi_k = V_{\min} / V_o, \quad (5.14)$$

де V_{\min} – мінімальне значення об’єму ґрунту в ущільненому стані, наприклад, біля вістря палі, розширення витрамбованого котловану безпосередньо під трамбівкою, котком, пневмопробійником тощо.

Величина V_{\min} – змінна, що залежить від фізичних властивостей природного ґрунту, класу та групи методів його ущільнення, зокрема швидкості передачі навантаження на ґрунт. Вона не може бути меншою від

$$V_{\min} \geq m \cdot V_o. \quad (5.15)$$

Як показують численні експериментальні дослідження, залежність модуля деформації E_i від об’єму ґрунту V_i при значному діапазоні зміни тиску (більшому, ніж для основ традиційних споруд $\Delta\sigma = 0.1 - 0.3$ МПа) описується варіантами логарифмічної функції. Весь діапазон графіку $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ на рис. 5.10 описується феноменологічним виразом

$$\eta_i = \frac{1}{b} \ln \left(\frac{\xi_i - \xi_k}{1 - \xi_k} \right) + 1, \quad (5.16)$$

де b – емпіричний коефіцієнт, який дорівнює

$$b = \frac{1}{\eta_i} \ln \left(\frac{\xi_n - \xi_k}{1 - \xi_k} \right). \quad (5.17)$$

Визначення показників закономірності деформування ґрунту здійснюється на основі стандартних компресійних випробувань при

тискові, що значно перевищує традиційні, наприклад до $\sigma=3$ МПа, і при широкому діапазоні часу Δt витримки кожного ступеня (найчастіше $\Delta\sigma=0.1$ МПа) навантаження: від 1 – 2 сек до 1 год. та умовної стабілізації деформацій 0.01 мм за 16 год. за ДСТУ Б В.2.1-4-96. Тобто кожній групі (підгрупі, типу) методів ущільнення основ, а також їх наступній роботі під навантаженням підбираються свої режими лабораторних випробувань.

Високі статистичні показники має й інша логарифмічна функція, що теж описує залежність модуля деформації E_i від об'єму ґрунту V_i

$$E_i/E_o = 1 + a_o [V_i/V_o - \ln(V_i/V_o) - 1], \quad (5.18)$$

де a_o – емпіричний коефіцієнт.

Залежність $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ може задаватись і в табличній формі.

Отже, на відміну від численних моделей із фіксованим значенням модуля деформації, дійсна феноменологічна модель у явній формі описує його зміни при незворотних об'ємних деформаціях, зокрема ущільненні, залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску. При цьому для кожного режиму передачі тиску на ґрунт необхідно визначати лише один емпіричний коефіцієнт.

До особливостей моделі на *другому етапі моделювання* (робота масиву під статичним навантаженням) через відносно малі деформації ґрунту належить застосування апарату теорії малих пружно-пластичних деформацій [67, 86, 87, 95, 162]. Прояви нелінійності включають пластичну деформацію формозміни при складному НС, безперешкодне деформування при розтяганні. При складному НС (стиснення зі зрушенням) загальні деформації включають лінійну (пружну) та пластичну частини. Пластична складова деформацій виникає після досягнення НС межі міцності згідно з умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна:

$$\tau_o = \sigma_o \operatorname{tg}\varphi_o + c_o; \quad (5.19)$$

$$\operatorname{tg}\varphi_o = -\sqrt{3/2} \cdot \sin\varphi; \quad (5.20)$$

$$c_o = \sqrt{3/2} \cdot c \cdot \cos\varphi, \quad (5.21)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту; c_o – питоме зчеплення ґрунту.

Умова міцності Мізеса–Шлейхера–Боткіна визначає граничні співвідношення дотичних і нормальних напружень на октаедричних площадках. Геометрична інтерпретація прийнятої умови міцності відносно діагоналі простору головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ являє собою конус (рис. 5.11, а). 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 відповідають граничному НС. 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 (рис. 5.11, б).

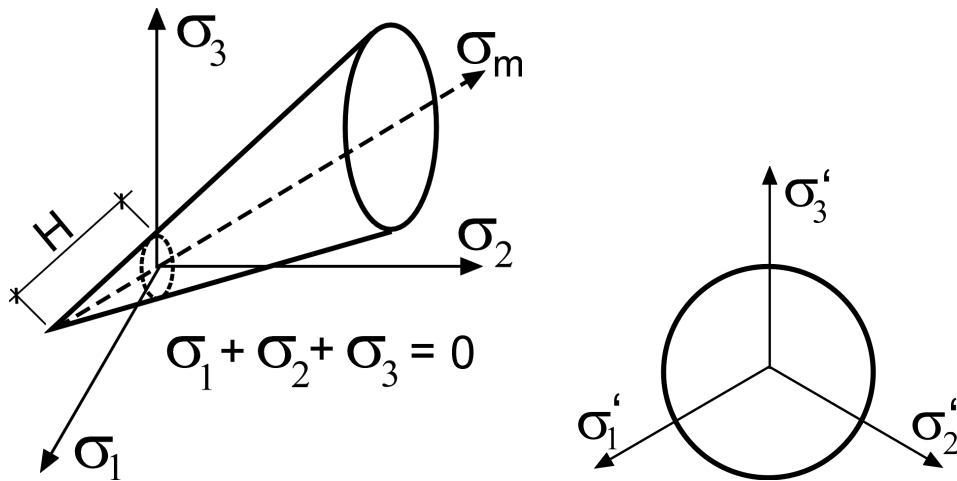


Рис. 5.11 – Геометрична інтерпретація умови міцності ґрунту: а – гранична поверхня $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ у просторі; б – проекція граничної поверхні на девіаторну площину

Для одноосьового НС можливо використати ще вираз [127]

$$\tau_o = \sigma_s \sqrt{2/3}. \quad (5.22)$$

Для урахування впливу на нелінійність деформування октаедричних об'ємних деформацій, дилатансії та інших чинників використані відповідні функції нелінійності в постановці С.Ф. Клованича [99], зокрема феноменологічна залежність апарату теорії малих пружно-пластичних деформацій між октаедричними дотичними напруженнями й зрушенням:

$$\xi = \frac{\tau_o}{\bar{\tau}_o} = \frac{\lambda \eta}{1 + A\eta + B\eta^2 + C\eta^3}, \quad (5.23)$$

де $\bar{\tau}_o$ – граничне значення октаедричної дотичного напруження (відповідає вичерпанню міцності ґрунту); η і λ – параметри діаграми деформування ґрунту, що становлять

$$\eta = \gamma'_o / \bar{\gamma}'_o; \quad (5.24)$$

$$\lambda = G_o \bar{\gamma}'_o / \bar{\tau}_o, \quad (5.25)$$

де $\bar{\gamma}'_o$ – граничне значення октаедричних кутових деформацій (як і $\bar{\tau}_o$ відповідає вичерпанню міцності ґрунту); G_o – початкове значення модуля зрушення; A, B, C – коефіцієнти рівняння (2.23) [99].

Зміни модуля деформації ґрунту на другому етапі моделювання відбиваються аналогічно першому за залежністю $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$, але для режиму передачі тиску з умовною стабілізацією деформацій. Вихідними параметрами моделі ще є питома вага ґрунту γ та коефіцієнт Пуассона ν .

Параметри залежності модуля деформації ґрунту від зміни пористості й швидкості передачі на нього тиску ($E_i/E_o = f(V_i/V_o)$) визначають із компресійних дослідів, режим яких підбирають відповідно до технології влаштування основ і фундаментів (зокрема швидкості передачі тиску на

грунт), а саме: при часі витримки ступенів тиску ($\Delta\sigma = 0,1$ МПа) від $\Delta t = 1 - 2$ сек та до умовної стабілізації деформацій (0.01 мм за 16 год.) до кінцевої величини тиску $\sigma \approx 3$ МПа. При цьому «дуже швидкі» випробування (Δt складає секунди) відповідають групі динамічних методів ущільнення основ (за «Класифікацією...»), «швидкі» (Δt до кількох хвилин) – підгрупі «швидких» методів, що відносяться до групи «статичних» методів ущільнення, і «повільні» ($\Delta t = 1$ год. і до умовної стабілізації деформацій) – підгрупі «повільні» з тієї ж групи «статичних» методів. Інтерпретацію результатів випробувань використовують на першому етапі моделювання.

Досліди з умовною стабілізацією деформацій відповідають також умовам статичних випробувань фундаментів та їх експлуатації. Їх результати використовуються на другому етапі моделювання. Для уникнення високої сили тертя ґрунту за стінками кільця типового одометра, особливо за високого тиску, й забезпечення відбору зразків непорушеної структури, що було неможливо у компресійному приладі Ковтуна–Бугаєва, удосконалено конструкцію останнього: запатентовано і виготовлено «Кільце для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації» (Патенти на: винахід № 58642 і промисловий зразок № 4016).

У конструкції кільця (рис. 5.12 і 5.13) розміщенням обойми в середині циліндричної гільзи з ріжучою кромкою забезпечується можливість відбору ґрунту природної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів [33]. Пристрій містить кільце 1, що складається з металевих кілець 2, між якими розташовані еластичні прокладки 3. Зовні кільця 1 розміщено циліндричну гільзу 4, яка має ріжучу кромку з одного боку, а з протилежного боку розташовано упорне кільце 5, підтиснуте однобічною муфтою 6. Закріплення однобічної муфти на циліндричній гільзі 4 здійснюють на різьбі. Тарування кільця здійснюють до заглиблення в ґрунт прикладанням вертикальної сили до його верхньої грані у діапазоні тиску, характерного для компресійних випробувань.

Пристрій розташовують ріжучою кромкою циліндричної гільзи на поверхню ґрунту. Тиском до однобічної муфти пристрій удавлюють у ґрунт до стану, коли рівень поверхні ґрунту всередині перевищує верх кільця. Для полегшення вдавлення пристрою здійснюється підрізання ґрунту зовні ріжучої кромки. Для виймання пристрою з ґрунтом після вдавлення ґрунт підрізається нижче від ріжучої кромки. З метою підготовки зразка для випробування в умовах одновимірної деформації знімається однобічна муфта та упорне кільце, після чого кільце 1 зі зразком ґрунту непорушеної структури виймається з циліндричної гільзи, зрізаються лишки ґрунту за межами кільця 1, а подальші випробування здійснюються навантаженням штампа, що спирається одночасно на зразок ґрунту й верхню грань кільця.

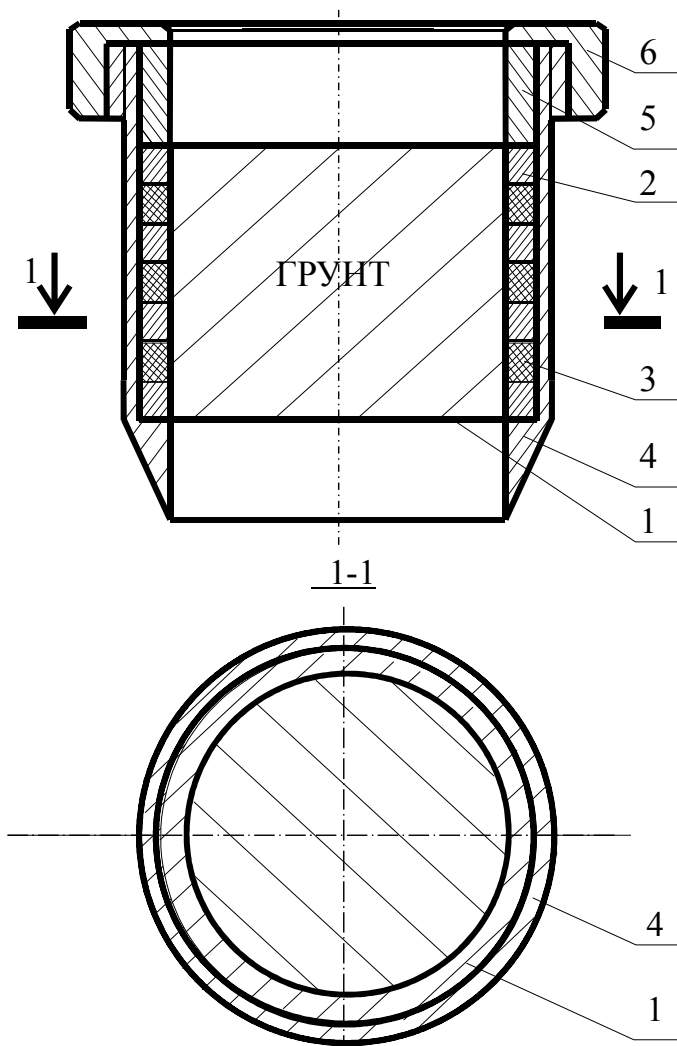


Рис. 5.12 – Конструкція кільця для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації (Патенти на: винахід №58642; промисловий зразок №4016): 1 – кільце; 2 – тонкі металеві кільця; 3 – еластичні (гумові) прокладки; 4 – циліндрична гільза з ріжучою кромкою з одного боку; 5 – упорне кільце; 6 – однобічна муфта

Кільце виготовлене (рис. 5.13) зі сталевих кілець зовнішнім діаметром 82 мм, внутрішнім діаметром 70 мм, товщиною 0.5 мм зі сталі 65 Г. Еластичні прокладки виконані у вигляді гумових кілець і мають ті ж розміри, що й сталеві кільця. Між собою кільця та гумові прокладки з'єднані синтетичним клеєм. Загальна висота кільця 36.5 мм. Такі розміри забезпечують умови для здійснення випробувань ґрунту відповідно до діючих стандартів. Усі ці елементи виготовлені зі сталі 45. Товщина стінок циліндричної гільзи становить 2 мм, а загальна висота у зборі – 70 мм, кут нахилу ріжучої кромки – $15 - 25^\circ$. Конструкція кільця забезпечила можливість відбору ґрунту непорушеної структури, за рахунок чого підвищується точність визначення деформаційних властивостей ґрунтів на 10 – 50% залежно від виду й стану ґрунту. Можливе доведення тиску на зразок до $\sigma = 2.5 - 3$ МПа.



Рис. 5.13 – Кільце для випробування ґрунтів в умовах одновимірної деформації (патент на промисловий зразок № 4016)

Випробування проводили і в компресійному приладі КПр-1 із використанням кільця площею 40 см^2 й об'ємом 140 см^3 . Максимальне навантаження на тяговий трос становило 1080 кг замість 600 кг за паспортом, а тому його перетин збільшено з 10.02 мм^2 до 17.85 мм^2 .

Методику визначення параметрів залежності $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ розглянемо на прикладі випробувань у приладі одноосового стиснення зразків суглинку лесового, важкого пилюватого, напівтвердого з характеристиками: $\gamma = 18.3 \text{ кН/м}^3$; $w = 0.24$; $W_L = 0.39$; $W_p = 0.23$; $e = 0.86$; $S_r = 0.77$, – відібраних з глибини 1.7 м . Програма включала компресійні випробування ґрунту при часі витримки кожного ступеня навантаження Δt : 15 сек ; 1 хв .; 5 хв .; 1 год . і до умовної стабілізації деформації 0.01 мм за 16 год . Ступені навантаження становили: $\sigma = 0.05$; 0.075 ; 0.1 ; 0.2 ; $0.3 \dots 2.7 \text{ МПа}$. Кожна серія дослідів включала випробування шести зразків, а всього випробувано тридцять зразків у п'яти серіях [25, 36].

Дані компресійних досліджень представлялись у координатах «вертикальний тиск σ – відносна деформація зразка ε » ($\varepsilon = \Delta h/h$, де Δh – абсолютна деформація зразка; h – висота зразка до випробування) у вигляді п'яти графіків для різного часу витримки кожного ступеня навантаження. Приклад графіків серії випробувань подано на рис. 5.14 [33]. Зі збільшенням часу витримки кожного ступеня навантаження форма графіків $\varepsilon = f(\sigma)$ набуває більш крутої форми. Найнижче положення кривої $\varepsilon = f(\sigma)$ відповідає часу витримки кожного ступеня до умовної стабілізації деформації. Це пояснюється тим, що зі збільшенням часу витримки кожного ступеня навантаження зростає частка незворотної складової деформації ґрунту, що викликано повзучістю його скелета. Залежність $\varepsilon = f(\sigma)$, подана на рис. 5.14, апроксимується логарифмічною чи ступеневою функцією при коефіцієнтах кореляції $r = 0.85 - 0.96$.

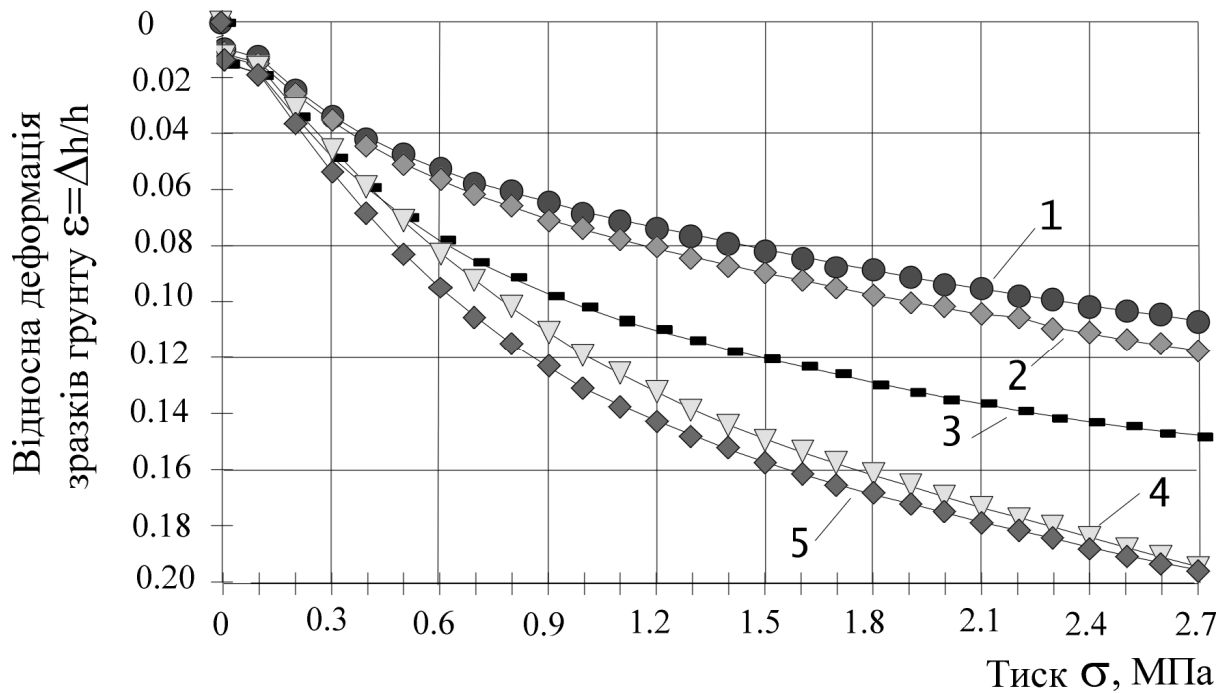


Рис. 5.14 – Графіки залежності відносної деформації зразків ґрунту ε від тиску σ для різного часу витримки кожного ступеня навантаження Δt : 1 – 15 секунд; 2 – 1 хвилинка; 3 – 5 хвилин; 4 – 1 година; 5 – до умовної стабілізації деформації

За даними графіків $\varepsilon=f(\sigma)$ визначались модулі деформації ґрунту в інтервалі тиску $\sigma_i \dots \sigma_{i+1}$ і будувались графіки залежності $E=f(\sigma)$ для різного часу витримки кожного ступеня навантаження. Дослідні дані в інтервалі напружень 0-2.7 МПа кожного з графіків $E=f(\sigma)$ можливо апроксимувати лінійною залежністю з $r=0.82 - 0.97$. Тому в цілому графіки залежності $E=f(\sigma)$ для різного часу витримки кожного ступеня навантаження мають вигляд близький до пучка прямих, кут нахилу яких до осі σ тим більший, чим менший час витримки ступеня навантаження Δt .

Дані графіків залежності модуля деформації від тиску $E=f(\sigma)$ і часу витримки кожного ступеня навантаження $E=f(\Delta t)$ використані для визначення параметрів феноменологічної залежності модуля деформації ґрунту від зміни пористості й швидкості передачі на нього тиску. Спершу вони представлялись у координатах «співвідношення об'ємів зразка ґрунту при i -ому ступені навантаження V_i до початкового об'єму зразка V_0 – співвідношення значень модулів деформації ґрунту при i -ому ступені навантаження E_i та при початковому ступені навантаження E_0 », приклад яких подано на рис. 5.15. Аналогічні графіки будувались у координатах «співвідношення значень коефіцієнта пористості ґрунту при i -ому ступені навантаження e_i й початкового коефіцієнта пористості e_0 цього ж зразка – співвідношення модулів деформації при i -ому ступені навантаження E_i та при початковому ступені навантаження E_0 ».

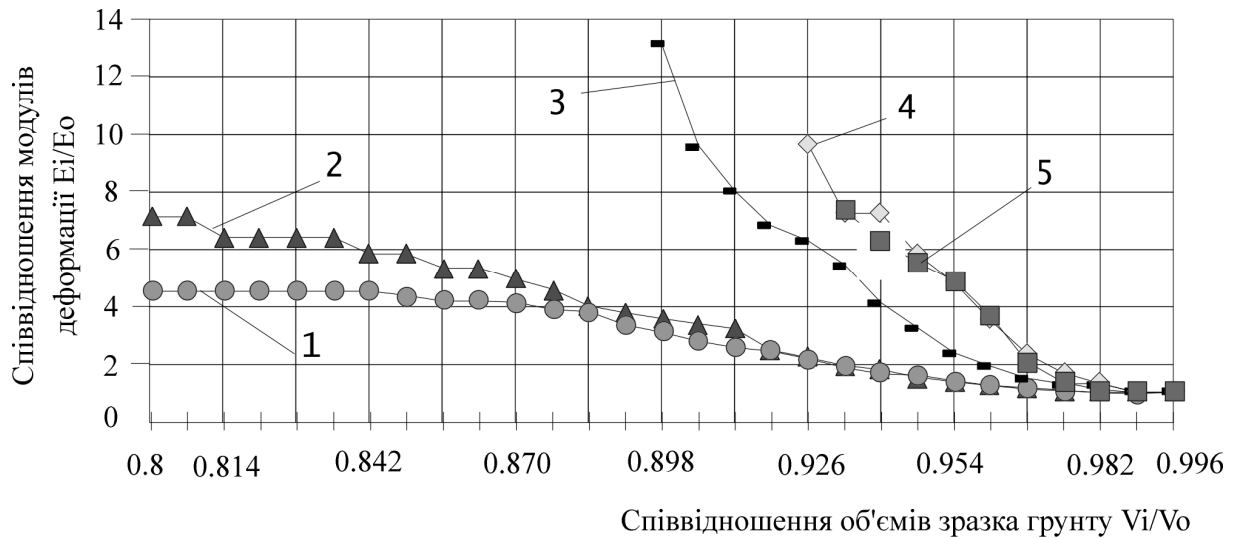


Рис. 5.15 – Графіки залежності співвідношення значень модулів деформації ґрунту при і-ому ступені навантаження E_i та при початковому ступені навантаження E_0 від співвідношення відповідних об'ємів зразка ґрунту V_i/V_0 для різного часу витримки кожного ступеня навантаження Δt : 1 – до умовної стабілізації деформації; 2 – 1 год; 3 – 5 хв; 4 – 1 хв; 5 – 15 сек

З їх аналізу встановлено, що:

- зі зменшенням коефіцієнта пористості (об'єму зразка) збільшується модуль деформації ґрунту за деяким криволінійним законом;

- зменшення об'єму зразка відбувається, головним чином, за рахунок зменшення його пористості; тому немає принципової різниці, яку залежність: ($E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$ чи $E_i/E_0 = f(e_i/e_0)$) використовувати;

- при «швидкому» прикладенні тиску ($\Delta t = 15$ сек, 1 хв., 5 хв.) значення співвідношення модулів деформації ґрунту E_i/E_0 зростає значно швидше, ніж при «повільному» ($\Delta t = 1$ год. й до умовної стабілізації деформації), що впливає на різницю у процесі деформування ґрунту при влаштуванні фундаменту і його роботі під навантаженням. При динамічних методах ущільнення («швидкому» деформуванні основи) ґрунт має більший ступінь ущільнення, ніж при статичних або статичному навантаженні фундаменту («повільному» деформуванні основи);

- загалом залежність $E_i/E_0 = f(V_i/V_0)$ чи $E_i/E_0 = f(e_i/e_0)$ описується логарифмічною функцією вигляду (5.16) або (5.18).

Зокрема, для вищерозглянутого прикладу дослідних даних емпіричні коефіцієнти в рівнянні (5.16) мають значення:

- при «швидкому» навантаженні ($\Delta t = 15$ сек; 1 хв.): $b = -0,06$; $\xi_k = 0,62$ – при коефіцієнтах кореляції $r = 0,95$ і варіації $v = 0,09$;

- при «повільному» навантаженні ($\Delta t = 1$ година й до умовної стабілізації деформації): $b = -0.43$; $\xi_k = 0.78$, – при $r = 0.95$ та $v = 0.08$.

- У разі використання залежності (5.18) для тих же даних маємо:
- при «швидкому» навантаженні: $a_0 = 1144.0$, – при $v = 0.09$;
 - при «повільному» навантаженні: $a_0 = 220.7$, – при $v = 0.12$.

Для встановлення умови міцності граничні співвідношення дотичних й нормальних напружень $\tau = f(\sigma)$ визначались випробуваннями ґрунтів на пряме зрушення з фіксованою площиною зрушення за з ДСТУ Б.В.2.1-4-96 у діапазоні нормальних напружень, аналогічному дослідям на одноосьове стиснення (звичайно $\sigma = 0.05 \dots 2.00$ МПа). Цей вид руйнування розглядався як окремий випадок просторового НС ґрунту. Графічне зображення апроксимації дослідних даних залежності $\tau = f(\sigma)$ лінійними (відповідає умові міцності Кулона–Мора) і параболічною функціями у різному діапазоні тиску σ для того ж ґрунту наведено на рис. 5.16.

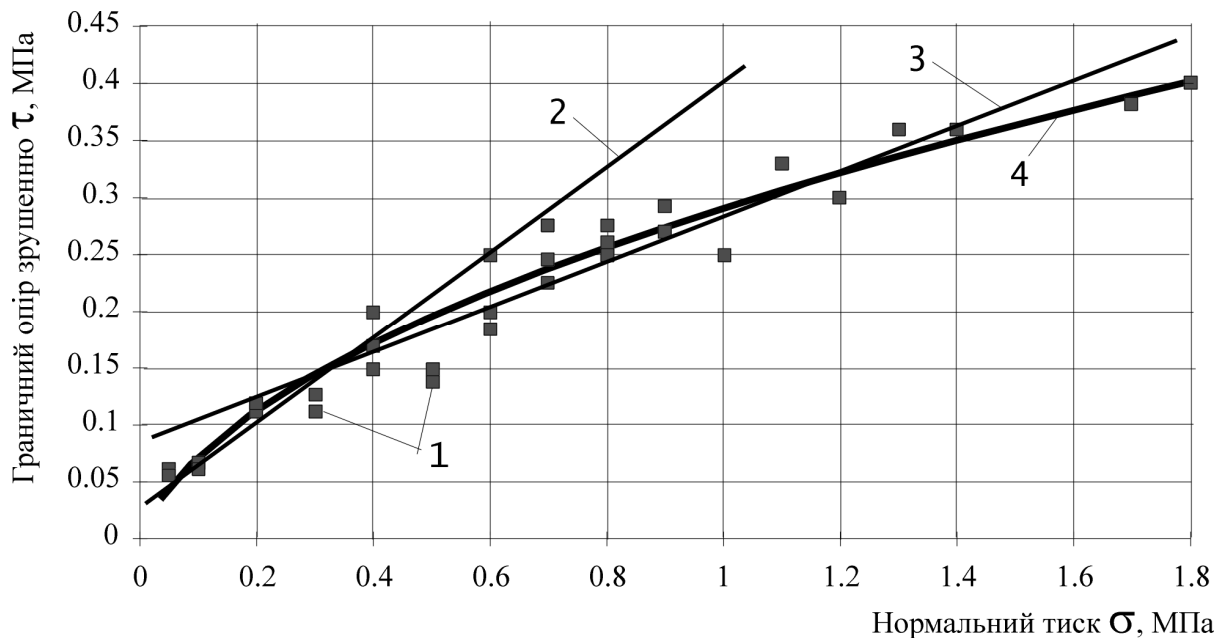


Рис. 5.16 – Графіки залежності граничного опору ґрунту зрушенню τ від нормальних напружень σ : 1 – експериментальні дані; 2 – лінійна апроксимація цих даних у діапазоні тиску $\sigma = 0.05 - 0.4$ МПа; 3 – те ж для $\sigma = 0.05 - 1.4$ МПа; 4 – параболічна апроксимація даних для $\sigma = 0.05 - 1.4$ МПа

Лінійна апроксимація у діапазоні тиску $\sigma = 0.05 \dots 0.4$ МПа (поз. 2 на рис. 5.16) дає добрі результати на цьому відрізку. При більших значеннях σ розраховані величини τ за такою апроксимацією мають суттєво більші величини за експериментальні. Лінійна апроксимація даних у діапазоні $\sigma = 0.05 \dots 1.8$ МПа (поз. 3 на рис. 5.16) теж уносить додаткові похибки в розрахунки, бо при $\sigma = 0.05 \dots 0.3$ МПа і $\sigma = 1.2 \dots 1.8$ МПа дає завищені порівняно з дослідними значення τ , а при $\sigma = 0.3 \dots 1.2$ МПа – занижені. Найкращі статистичні показники ($r = 0.98$ і $v = 0.12$) має апроксимація залежності $\tau = f(\sigma)$ параболічною функцією (поз. 4 на рис. 5.16) у вигляді

$$\tau_0 = a_1 + a_2 \sqrt{\sigma_0 / \sigma_0^\circ} \quad (5.26)$$

де a_1 і a_2 – емпіричні коефіцієнти; $\sigma_0^\circ = 1$ МПа.

Інші функції менш вдало описують залежність $\tau = f(\sigma)$ у всьому діапазоні тиску σ : для $\tau_0 = a_1 + a_2 \cdot \lg(\sigma) - r = 0.93$ і $v = 0.20$; для $\tau_0 = a_1 \cdot \sigma^{a_2} - r = 0.92$ і $v = 0.21$; для $\tau_0 = a_1 + a_2 \cdot \sigma - r = 0.95$ і $v = 0.16$.

Через певну характерність для глинистих відкладів водного походження, лесів, стрічкових глин первинної (природної) механічної (деформаційна, міцності) *анізотропії*, що викликана їх природною будовою (впорядкованою структурою з пріоритетною паралельною орієнтацією часток чи пор за якимось напрямом), походженням, умовами утворення (зокрема процесом осадконакопичення) тощо, й вторинної (наведеної) анізотропії, характер та закономірності котрої залежать як від природної будови ґрунту, так і від особливостей технології зведення фундаментів, а саме: від напрямку витиснення частинок ґрунту робочим органом, палями, блоками тощо; розмірів міжфундаментного простору, – може мати сенс використання в їх моделі відомих фізичних співвідношень анізотропного, перш за все ортотропного, середовища.

Параметрами, що описують ці тіла (у циліндричній системі координат – її схема на рис. 5.17), є: модулі деформації в площині ізотропії E_r і E_θ , а також перпендикулярному їй напрямку E_z ; відповідні коефіцієнти Пуассона $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$. У разі застосування моделі трансверсально-ізотропного тіла приймають $E_\theta = E_r$.

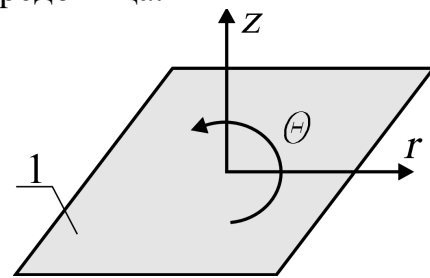


Рис. 5.17 – Циліндрична система координат: 1 – площина ізотропії

Механічні властивості анізотропних ґрунтів досліджувались відбором зразків ріжучими кільцями, зорієнтованими під різними кутами ($\alpha = 0; 45; 90^\circ$ та ін.) до горизонтальної площини (її приймали за площину ізотропії), з наступним випробуванням в одометрах, зрізальних приладах, пенетрометрах. Коефіцієнти анізотропії механічних параметрів склали:

$$n_{E,\alpha} = E_\alpha / E_- ; \quad (5.27)$$

$$n_{c,\alpha} = c_\alpha / c_- ; \quad (5.28)$$

$$n_{\varphi,\alpha} = \text{tg}\varphi_\alpha / \text{tg}\varphi_- ; \quad (5.29)$$

$$n_{R,\alpha} = R_\alpha / R_- , \quad (5.30)$$

де E_- – модуль деформації ґрунту в площині ізотропії від дії напружень у цій же площині (орієнтація кілець під кутом $\alpha = 0^\circ$ до горизонтальної площини); E_α – те ж, відповідно для площини, нахиленої до площини ізотропії під кутом α ; c_- ; c_α ; φ_- ; φ_α – питоме зчеплення і кут внутрішнього тертя ґрунту в площині зрушення відповідно паралельній

($\alpha = 0^\circ$) та нахилений до площини ізотропії під кутом α ; R_- і R_α – питомий опір penetрації під кутами $\alpha = 0^\circ$ та $\alpha \neq 0^\circ$ до площини ізотропії.

Отже, для випадків, коли значення коефіцієнтів анізотропії ґрунту суттєво відрізняються від $n_\alpha = 1.0$, точність розрахунків НДС основ може бути підвищена використанням в їх моделі фізичних співвідношень ортотропного чи трансверсально-ізотропного середовища.

Базуючись на класифікації методів ущільнення ґрунту та феноменологічній пружно-пластичній моделі ґрунту створено програмний комплекс “PRIZ-Pile”, в якому реалізоване рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ (метод переміщень) кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці. Проектувальник має змогу моделювати: 1) різноманітні за геометрією, схемою витиснення ґрунту, характером і швидкістю передачі на нього тиску процеси влаштування основ та фундаментів з ущільненням ґрунту, результатом чого є НДС масиву й наведені значення фізико-механічних характеристик ґрунтів; 2) наступну роботу цих основ і фундаментів під навантаженням [33, 39, 81, 96, 100, 242, 273].

Мова обчислювальної частини «ФОРТРАН-77», сервісної «Турбо Паскаль». Дані між ними обмінюються файлами на жорсткому диску. Розділи написані з використанням динамічних структур і відкомпільовані для роботи у захищеному режимі. Тому розмірність задач обмежує лише наявна оперативна пам'ять ПЕОМ. Комплекс має три піддиректорії: \INPUT (вихідна інформація, результати розрахунків), \SCR (таблична підготовка вихідних даних), \GRAPHER (вивід результатів розрахунків у вигляді ізоліній, графіків, поверхні). Для графічного представлення вихідних даних і результатів моделювання створено пакет програм “Pile Graph”. Використовуються восьмивузлові ізопараметричні вісесиметричні СЕ з квадратичним описом геометрії та поля переміщень за перерізом (із чотирма точками інтегрування). Це дає змогу використовувати, крім прямокутної сітки СЕ, ще й криволінійну.

Можливе завдання характеристик жорсткості для ізотропних та анізотропних матеріалів. При представленні ґрунту ізотропним середовищем фізичні рівняння НС у матричній формі мають вигляд:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{E}{\Omega} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (5.30)$$

$$\Omega = [(1+\nu)(1-2\nu)]/(1-\nu), \quad (5.31)$$

де σ_r , σ_θ , σ_z , τ_{rz} – нормальні та дотичні напруження в СЕ у циліндричних координатах; E – модуль деформації ґрунту цього ж СЕ; ν – коефіцієнт Пуассона ґрунту СЕ; ε_r , ε_θ , ε_z , γ_{rz} – осьові та кутові компоненти відносних деформацій у СЕ.

У разі представлення ґрунту анізотропним (ортотропним) середовищем фізичні рівняння НС у матричній формі мають вигляд:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \\ \sigma_z \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \frac{1}{\Omega} \begin{bmatrix} E_r(1-\nu_{\theta z}\nu_{z\theta}) & E_r(\nu_{r\theta} + \nu_{rz}\nu_{z\theta}) & E_r(\nu_{rz} + \nu_{r\theta}\nu_{\theta z}) & 0 \\ E_\theta(\nu_{\theta r} + \nu_{zr}\nu_{\theta z}) & E_\theta(1-\nu_{rz}\nu_{zr}) & E_\theta(\nu_{\theta z} + \nu_{rz}\nu_{\theta r}) & 0 \\ E_z(\nu_{zr} + \nu_{\theta z}\nu_{z\theta}) & E_z(\nu_{z\theta} + \nu_{r\theta}\nu_{zr}) & E_z(1-\nu_{rz}\nu_{\theta r}) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \Omega G_{rz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_\theta \\ \varepsilon_z \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix}; \quad (5.32)$$

$$\Omega = 1 - 2\nu_{\theta r}\nu_{rz}\nu_{z\theta} - \nu_{r\theta}\nu_{\theta r} - \nu_{\theta z}\nu_{z\theta} - \nu_{rz}\nu_{zr}, \quad (5.33)$$

де E_r , E_θ , E_z – модулі деформації ґрунту за відповідними напрямками; $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$ – відповідні коефіцієнти Пуассона, котрі визначають як:

$$\nu_{\theta r} = \frac{E_r}{E_\theta} \cdot \nu_{r\theta}; \quad \nu_{zr} = \frac{E_r}{E_z} \cdot \nu_{rz}; \quad \nu_{z\theta} = \frac{E_\theta}{E_z} \cdot \nu_{\theta z}. \quad (5.34)$$

Для трансверсально-ізотропного тіла $E_\theta = E_r$.

G_{rz} – модуль зрушення, що за формулою С.Г. Лехницького [119] дорівнює

$$G_{rz} = \frac{E_r E_z}{E_z + E_r(1 + 2\nu_{rz})}. \quad (5.35)$$

Для ґрунту кожного шару (жорсткості) визначають:

– початкові жорсткості – залежно від ознаки урахування анізотропії. В разі представлення ґрунту ізотропним параметри жорсткості задають у вигляді початкового модуля деформації та коефіцієнта Пуассона ν . При представленні ґрунту ортотропним середовищем за характеристики жорсткості приймають модулі деформації E_r , E_θ , E_z і відповідні їм коефіцієнти Пуассона $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$. Можливе прийняття гіпотези трансверсально-ізотропного тіла [22]. Тоді: $E_\theta = E_r$; $\nu_{\theta z} = \nu_{rz}$ [119];

– залежність модуля деформації від об'єму (чи пористості) ґрунту $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ у вигляді аналітичного виразу (5.12) чи (5.18) або таблиці. Для першого етапу цю залежність задають для швидкості прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування фундаменту, а для другого – статичного навантаження;

– залежність опору ґрунту зрушенню від нормального напруження;

– питому вагу ґрунту γ .

Крім геометричних розмірів, які є результатом першого етапу моделювання, за вихідні параметри фундаментів на другому приймають фізико-механічні характеристики їх матеріалів (питома вага, кут внутрішнього тертя, питома зчеплення, модуль деформації), а також коефіцієнти бічного тиску ґрунту λ і впливу проковзування бічної

поверхні фундаменту на модуль деформації ґрунту (від 0 до 1). У разі, коли фундамент має кілька складових (а отже, й типів жорсткостей), наприклад тіло палі в пробитій свердловині з бетону (суміші щебню з глиною) та розширення його з утрамбованого щебню (гравію, жорстви, піску тощо), то перелічені параметри визначають для кожної складової фундаменту.

Розрахунок виконується за два етапи. На першому імітується процес утворення порожнини під фундамент, палю, штучну основу. При цьому вісь порожнини збігається з віссю симетрії розрахункової області. Зовнішній вплив задають у вигляді вимушених вертикальних і горизонтальних переміщень вузлів сітки СЕ, які лежать на осі обертання, верхній межі розрахункової області чи займають у ній інше положення, що моделює процес витиснення ґрунту палею (блоком, трамбівкою, котком, пробійником). Ці переміщення, в загальному випадку, ведуть до зменшення об'єму СЕ, а отже, й зменшення пористості ґрунту і зростання його модуля деформації та міцності, хоча можливий і зворотний процес – розпушення ґрунту, зокрема при випиранні його на поверхню масиву. Є можливість моделювати ефекти, характерні для процесу влаштування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, як-от: утворення пружного ґрунтового ядра під штампом (вістря палі), розсунення навколишнього ґрунту цим ядром, випирання ґрунту вбік чи на поверхню масиву та ін.

Оскільки вимушені переміщення сумірні з розмірами СЕ, на кожному кроці коректується розрахункова схема уточненням координат вузлів з урахуванням переміщень, отриманих на попередньому кроці. Зі зміною координат змінюються об'єми СЕ, що дає можливість уточнити модуль деформації ґрунту в кожному СЕ за (5.12) чи (5.18) для тієї швидкості прикладення навантаження, що відповідає технології влаштування фундаменту. Коефіцієнт пористості ґрунту в кожному СЕ складає

$$e_i = e_o - (1 + e_o)(1 - V_i/V_o). \quad (5.36)$$

Результатом першого етапу (і кожного з його кроків) є нові координати вузлів СЕ, наведені характеристики ґрунту (частіше щільність сухого ґрунту, коефіцієнт пористості, модуль деформації), переміщення (за них приймають переміщення вузлів сітки СЕ), напруження (зокрема вертикальні (ізобари σ_z) і радіальні (розпори σ_r) нормальні напруження), що подають у вигляді таблиць, графіків, ізоліній. Оскільки розрахунок на першому етапі пов'язаний із кроковим рішенням задачі на задані переміщення й ведеться за деформованою схемою на кожному кроці, то при цьому, як правило, відбувається істотна зміна форми СЕ, що може призвести до виродження СЕ (тобто якобіан перетворення координат стає неопозитивним). Щоб уникнути цього слід задавати переміщення вузлів не більше від величини добутку розміру елемента і пористості ґрунту в цьому СЕ або відповідним чином підбирати розміри СЕ. Якщо все ж необхідно здійснити розрахунок на більші переміщення, слід задавати їх частинами по кроках, кількість яких задається в контрольних даних.

Розраховані наведені характеристики ґрунту і НДС масиву дають змогу перейти до другого етапу – моделювання роботи фундаменту під навантаженням. Порожнину, отриману витисненням ґрунту, заповнюють конструкційним матеріалом, задають його параметри, вводять додаткові СЕ, що імітують фундамент. Для ґрунту задають нову залежність $E_i / E_o = f(V_i / V_o)$, яка відповідає швидкості прикладання статичного навантаження (час витримки ступеня – до умовної стабілізації деформацій).

Зовнішнє навантаження прикладається кроками у вигляді зосередженої сили до осевого вузла верхньої грані фундаменту чи рівномірно розподіленого навантаження до верхньої грані фундаменту чи її ділянки. Можливе й задавання переміщень вузлам. Зовнішні навантаження можуть прикладатись як окремо, так і в сполученнях за ступенями навантаження.

Прийнято, що в межах конуса, що є просторовою геометричною формою поверхні міцності за умовою Мізеса–Шлейхера–Боткіна, ґрунт працює пружно. При цьому враховується його подальше ущільнення й підвищення значення модуля деформації (через зменшення об'ємів СЕ). Із досягненням межі міцності закон течії ґрунту прийнято рівнооб'ємним. Знов-таки враховується його подальше ущільнення–розущільнення. Можливість проковзування бічної поверхні фундаменту (пали) відносно ґрунту реалізується шляхом контролю дотичних напружень τ_{rz} у ґрунті СЕ, розташованих на контакті «фундамент – ґрунт». Перевіряється умова

$$\tau_{rz} \leq (\sigma_r + \gamma h \lambda) \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (5.37)$$

де σ_r – радіальні напруження; h – відстань до поверхні; λ – коефіцієнт бічного тиску.

При порушенні цієї умови модуль зрушення ґрунту в СЕ на контакті з фундаментом приймається рівним нулю. Вводиться знижуючий коефіцієнт до модуля поздовжніх деформацій, що відображає вплив порушення структури ґрунту внаслідок проковзування бічної поверхні фундаменту. На подальших ступенях навантаження за поверхнею СЕ, що прилягають до ґрунту, прикладається рівномірно розподілене навантаження від сил тертя фундаменту за ґрунтом інтенсивністю $p = \gamma h \lambda \operatorname{tg} \varphi$.

Результатом другого етапу (і 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.

Розрахункові схеми МСЕ роботи (ущільнення) ґрунту при створенні основ і фундаментів за різними класами методів ущільнення ґрунту та їх наступному навантаженні [33, 36, 88] вміщені в табл. 5.1.

Таблиця 5.1 – Розрахункові схеми роботи (ущільнення) ґрунту при створенні та навантаженні фундаментів, паль чи штучних основ

№ класу	Створення фундаменту (основи)	Робота фундаменту (основи)
1		
2		
3		

Створення основ і фундаментів класу 1 «Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («компресійна задача») моделюють завданням лише вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі

розрахункової області (показано вертикальними стрілками в табл. 2.3). При цьому можливість витиснення ґрунту в інших напрямках відсутня. Для основ і фундаментів класу 2 «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» («задача про занурення жорсткого плоского штампа») вимушені переміщення задають теж в одному напрямі (вертикальні стрілки), але виникає й витиснення частини його в інших.

Для основ та фундаментів класу 3 «Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками» («задача занурення пенетраційного наконечника») вимушені переміщення задають у різних напрямках (нахилені стрілки).

Восьмивузловий ізопараметричний вісесиметричний СЕ, поданий у криволінійній системі координат (ξ, η, ζ : $-1 \leq \xi \leq 1$; $-1 \leq \eta \leq 1$) на рис. 5.18, належить до КЕ 2-го порядку, що визначає ступінь інтерполяційного полінома і кількість вузлів.

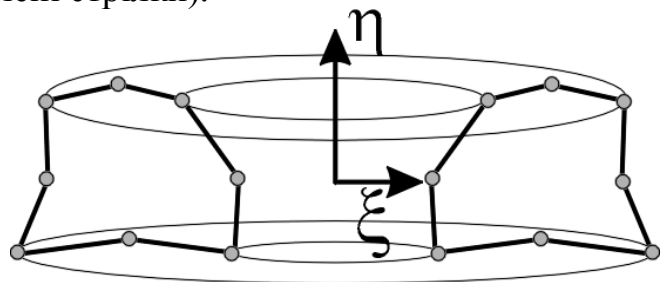


Рис. 5.18 – Схема восьмивузлового ізопараметричного вісесиметричного СЕ

Математичний апарат кроково-ітераційних рішень нелінійних розв'язуючих рівнянь МСЕ комплекс «PRIZ-Pile» викладено в роботі [33].

Розрахункова область вісесиметричної задачі найчастіше являє циліндр (рис. 5.19, а), отриманий оберненням прямокутної розрахункової зони (рис. 5.19, б) навколо осі симетрії ОА, хоча можлива й більш складна форма цієї зони (наприклад, для короткої пірамідальної палі – сполучення прямокутника і прямокутної трапеції (рис. 5.20, б)), а звідси й інша форма розрахункової області (поєднання циліндра та усіченого конуса (рис. 5.20, а)). Вісь симетрії збігається з віссю майбутнього фундаменту.

Розміри розрахункової зони встановлюють таким чином:

- бічні межі ОА та ВС приймають відповідно на осі симетрії і достатній відстані від місця вимушених переміщень для зменшення впливу з умови заборони горизонтальних переміщень, концентрації напружень й ущільнення ґрунту на контакті із зовнішньою межею розрахункової зони. Досвід показує, що для виконання цієї умови звичайно достатньо прийняти за діаметр розрахункової області не менше ніж $10b_p$, де b_p – сторона поперечного перерізу чи діаметр розширення фундаменту;

- верхню межу ОВ розміщують на рівні поверхні котловану;

- нижня горизонтальна границя АС знаходиться в шарі без особливих властивостей і придатний як природна основа; за глибину розрахункової зони можна прийняти нижню межу стислої товщі [65].

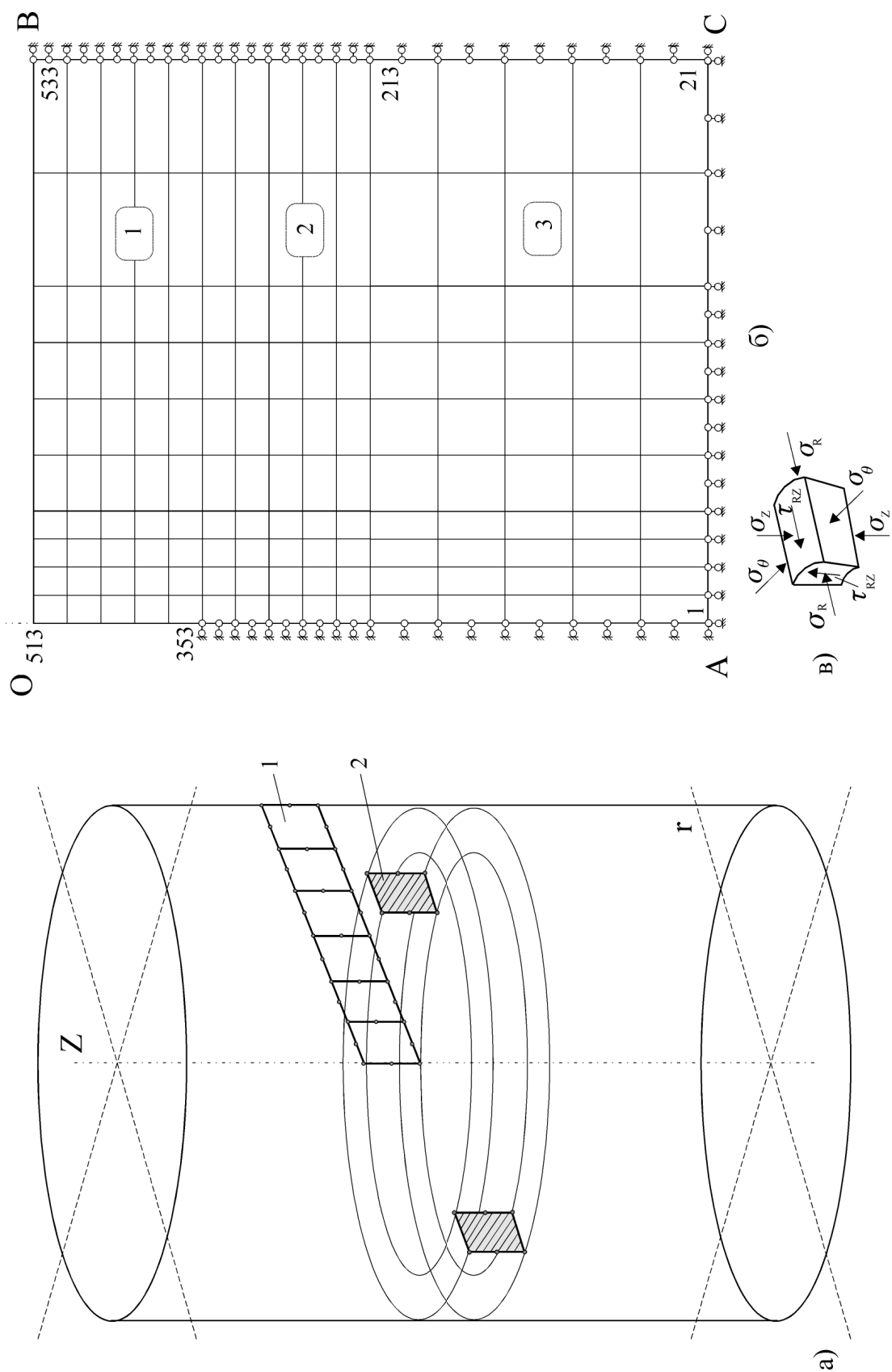


Рис. 5.19 – Вихідна розрахункова область віссиметричної задачі у формі циліндра: а – розрахункова область; б – прямокутна розрахункова зона; в – компоненти напруг; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – СЕ

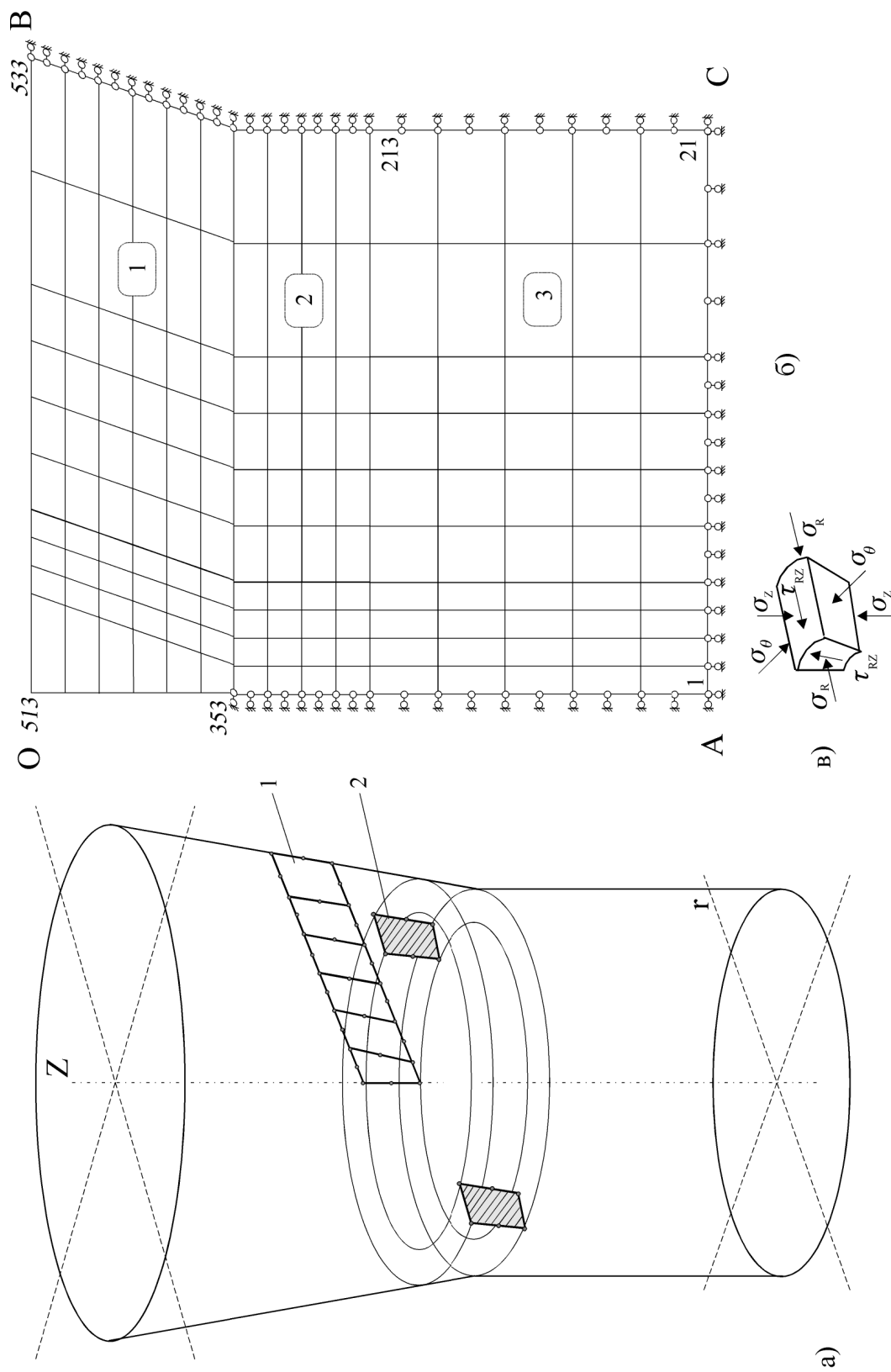


Рис. 5.20 – Вихідна розрахункова область вісесиметричної задачі у формі поєднання циліндра й усіченого конусу:
 а – розрахункова область; б – розрахункова зона у вигляді сполучення прямокутника і прямокутної трапеції;
 в – компоненти напруг; 1 – фрагмент членування розрахункової області; 2 – скінченний елемент

Використовується наскрізна нумерація вузлів й елементів. Їх нумерують, починаючи з нижніх та від осі симетрії. Розміри SE приймають, головним чином, з урахуванням величин вимушених переміщень на першому етапі моделювання, а також розмірів майбутнього фундаменту й положення інженерно-геологічних елементів. Звичайно сітку SE 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 SE встановлюють граничні умови, що відповідають натурним умовам утворення і роботи основ та фундаментів під навантаженням, а саме: всі вузли, що знаходяться на нижній межі АС, закріплюються непорушно; вузли бічних границь 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 верхній частині зовнішньої межі ВС кілька вузлів можуть бути звільненими від горизонтальних зв'язків (у натурних умовах це відповідає утворенню кільцевої тріщини навколо фундаменту) для уникнення розтягуючих зусиль у цій області й скорочення часу розрахунку практично без спотворення величин напружень і деформацій.

У результаті розрахунків на першому етапі знаходять переміщення вузлових точок, нові координати вузлів деформованої схеми, деформації, напруги, нові значення модуля деформації в кожному SE, змінені за рахунок зменшення (іноді збільшення) його об'єму. Фрагмент такої деформованої схеми подано на рис. 5.21, а.

Утворену порожнину розбивають на додаткову групу SE. Кількість вузлів і SE збільшується, але вже існуючі вузли, розташовані на контурі порожнини, використовують для побудови нових SE. Порядок нумерації додаткових вузлів та SE звичайно приймають аналогічним першому етапу. Новим SE задають властивості матеріалу фундаментів. Фрагмент розбивки фундаменту на SE пропонується на рис. 5.21, б.

Уся робота з програмним комплексом “PRIZ-Pile” здійснюється через головне меню, зображене на рис. 5.22, котре має сім основних пунктів:

1. «Шифр» – вибір об'єкта моделювання. За ним новій задачі присвоюється ім'я чи викликаються для редагування вихідні дані задачі, що розв'язувалась раніше.

2. «Ґрунт» – вводяться чи редагуються вихідні дані для розрахунку першого етапу. Формуються файли даних на жорсткому диску в піддиректорії \INPUT.

3. «Паля» – вводяться чи редагуються вихідні дані для розрахунку другого етапу. Формуються файли даних на жорсткому диску в піддиректорії \INPUT.

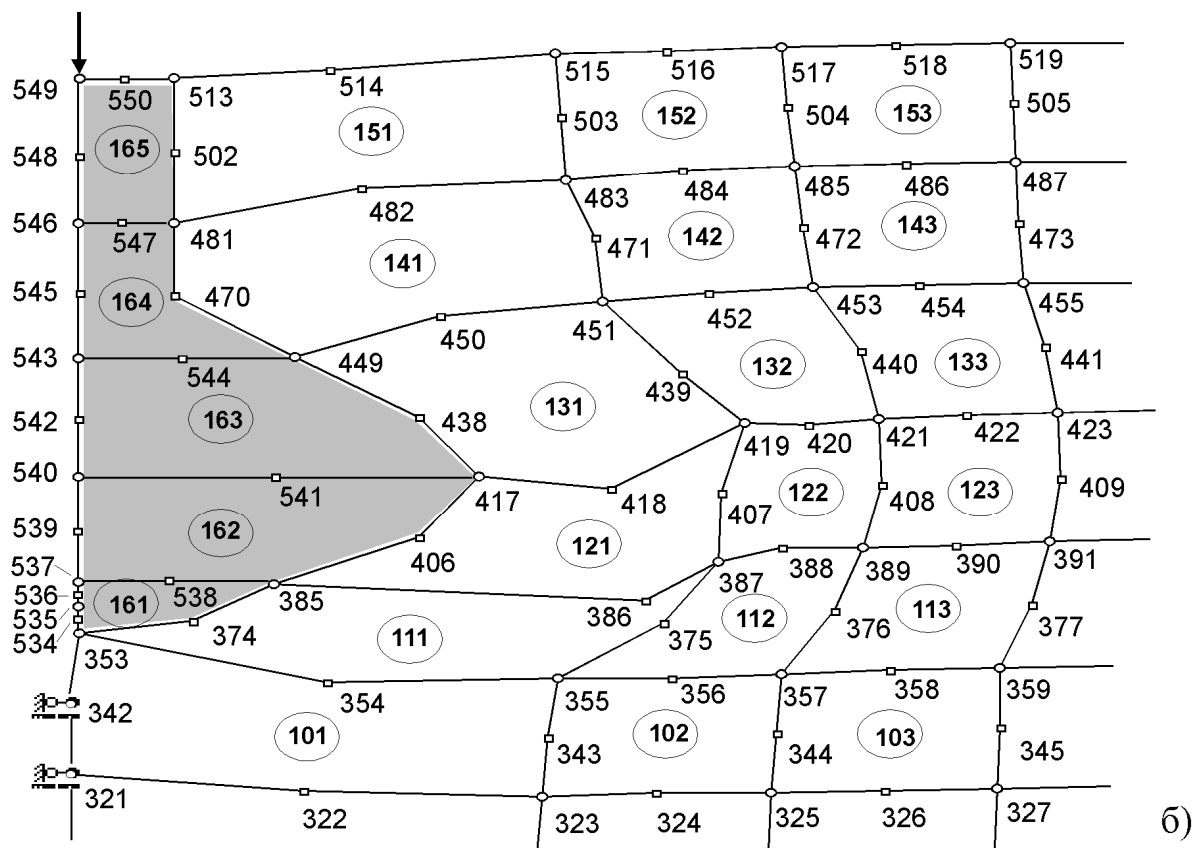
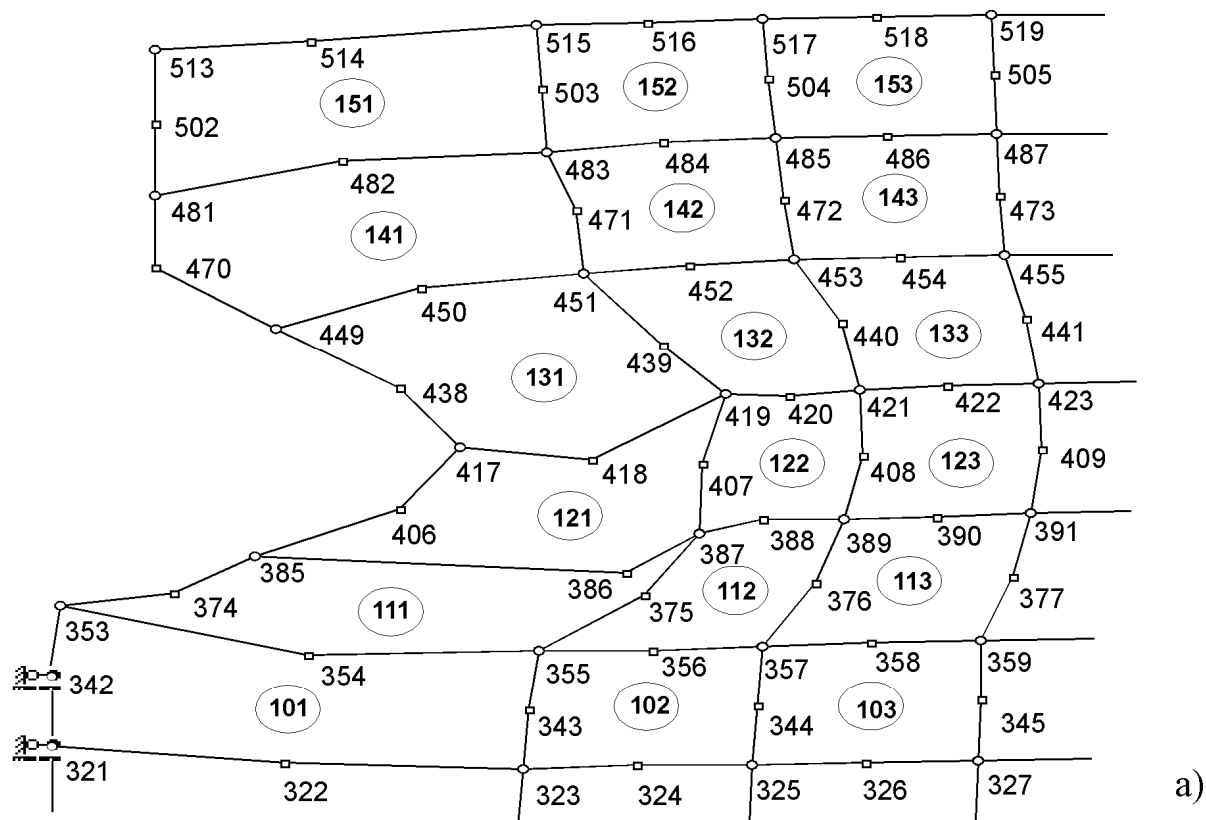


Рис. 5.21 – Фрагмент схеми МСЕ: а – деформування основи (завершення першого етапу); б – фундаменту (другий етап)

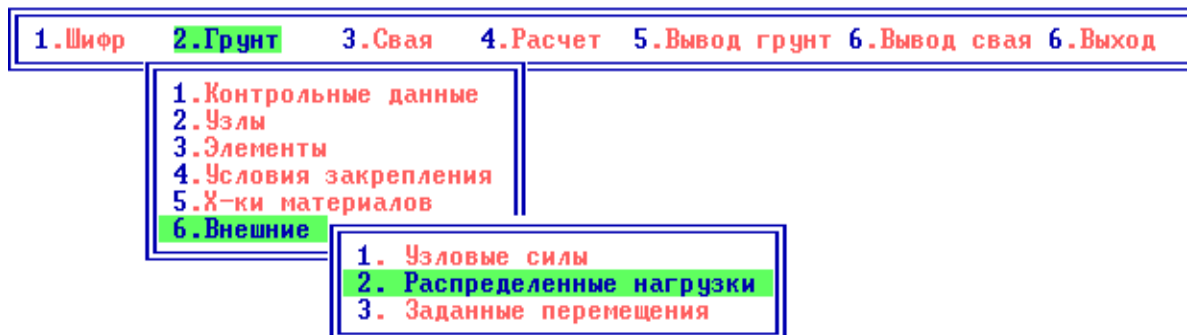


Рис. 5.22 – Головне меню та зміст пункту «Грунт» комплексу “PRIZ-Pile”

4. «Розрахунок» – здійснюється розрахунок для етапів 1 і 2.

5. «Вивід грунт» – призначений для виведення на екран й отримання твердої копії таблиць із даними розрахунків, розрахункової і деформованої схем першого етапу.

6. «Вивід паля» – аналогічно пункту 5, але для другого етапу.

7. «Вихід» – здійснюється повернення у систему.

Для зручності введення вихідної інформації розроблено табличний редактор. Він дозволяє в інтерактивному режимі вводити і редагувати файли вихідної інформації. Його таблиці супроводжуються пояснюючими надписами та рисунками. Для регулярних структур передбачена зручна форма дублювання окремих фрагментів таблиці необхідну кількість разів із заданим кроком, а також можливість вилучення непотрібних рядків. Уведення вихідної числової інформації для етапу 1 розрахунку «Грунт» здійснюється з табличного редактора пункту 2 головного меню, послідовність і загальний зміст якого подано на рисунку 5.22:

1. «Контрольні дані» – міститься контрольна інформація про кількість: вузлів СЕ сітки; елементів у ній; типів жорсткості; закріплених вузлів; завантажених вузлів у всіх завантаженнях; завантажених елементів у всіх завантаженнях; вузлів із заданими переміщеннями в усіх завантаженнях; ступенів завантаження, а також про врахування чи неврахування анізотропії; форму завдання характеристик пористості (графік або таблиця); кількість кроків розрахунку.

2. «Вузли» – дані для кожного вузла: його номер і координати в круглоциліндричній системі координат (R та z).

3. «Елементи» – дані для кожного СЕ: його номер; номери кожного з 8 вузлів у обов’язковій послідовності (див. рис. 5.23); тип (послідовний номер) жорсткості СЕ.

4. «Умови закріплення» – номер закріпленого вузла й умови його закріплення вздовж осей R і Z .

5. «Характеристики матеріалів» – має два пункти: 1) початкові жорсткості (для ізотропних матеріалів – це модуль деформації й коефіцієнт Пуассона, а ортотропних – модулі деформації E_r , E_θ , E_z та відповідні їм

коефіцієнти Пуассона $\nu_{r\theta}$, ν_{rz} , $\nu_{\theta z}$); 2) врахування впливу пористості на модуль деформації ґрунту можна здійснити у вигляді аналітичного виразу (5.12) чи (5.18) або таблиці залежності $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$.

6. «Зовнішній вплив» – завдання зовнішніх впливів: зосереджені сили; рівномірно розподілене навантаження; завдані (вимушені) переміщення вузлів за напрямками R та Z. Кожний вид зовнішнього впливу може прикладатись як окремо, так і в сполученнях за ступенями навантаження.

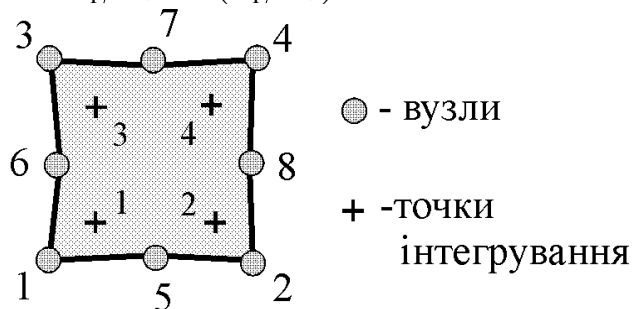


Рис. 2.23 – Нумерації вузлів SE

По заповненні всіх таблиць, щоб переконатись у правильності введеної інформації, переходять до пункту меню «Вивід ґрунт – графіка – розрахункова схема», де відображається розрахункова схема, що будується за введеними даними автоматично. У разі виявлення невідповідності з прийнятою схемою слід ще раз звернутися до табличного редактора й увести необхідні коректування.

За опцією «Розрахунок – занурення палі у ґрунт» виконується розрахунок утворення порожнини в масиві.

Для підготовки вихідної інформації другого етапу в головному меню є пункт «Паля», зміст якого близький до пункту «Ґрунт», та відноситься він лише до додаткових SE, що моделюють роботу фундаменту. Зокрема «Контрольні дані» містять інформацію про кількість: додаткових вузлів, елементів, типів жорсткості; закріплених вузлів; завантажених вузлів й елементів у всіх завантаженнях; ступенів завантаження, а також урахування чи неврахування проковзування бічної поверхні фундаменту.

По заповненні всіх таблиць пункту «Паля» головного меню слід переконатись у правильності розрахункової схеми за пунктом «Вивід – паля – графіка – розрахункова схема», потім здійснити другий розрахунок за пунктом «Розрахунок – навантаження палі». Результати його виводяться у вигляді таблиць і в графічній формі за пунктами меню «Вивід – паля – таблиці», «Вивід – паля – графіка – переміщення».

Для автоматичного представлення результатів кожного кроку вимушених переміщень і статичного навантаження основ та фундаментів у вигляді розрахункових схем MSE, таблиць, графіків й ізоліній наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напруг у масиві розроблено пакет програм «Pile Graph» [33]. Призначення цих програм:

- «Схема» – побудова розрахункових схем масивів MSE до створення фундаменту й після кожного кроку його формування та навантаження;
- «Деформування ґрунту» – апроксимація даних випробувань ґрунту в компресійному приладі за (5.18), побудова таблиць і графіків за ними,

підготовка даних для представлення результатів деформування (ущільнення) ґрунту в масиві;

– “Grunt” – програма для представлення вихідних і наведених значень характеристик СЕ (координати центра ваги, співвідношення об’ємів) і ґрунтів (модуль деформації, його співвідношення до початкового значення, щільність сухого ґрунту, коефіцієнт пористості) відповідно до результатів моделювання в табличній формі;

– «Горизонтальні графіки» й «Вертикальні графіки» – програми для побудови горизонтальних і вертикальних графіків значень наведених та природних характеристик ґрунтів масиву відповідно до результатів моделювання, а також їх порівняння з даними натурних досліджень;

– “IsoLines” – програма для представлення змодельованих наведених характеристик ґрунтів, переміщень і напружень в масиві у вигляді ізоліній;

– «Перегляд рисунків» – програма швидкого перегляду рисунків і таблиць.

При цьому програми пакета функціонально пов’язані між собою.

5.3 Моделювання напружено-деформованого стану основ, що ущільнюються без і з обмеженою можливістю бічного витиснення ґрунту

Створення основ і фундаментів класу *«Робота ґрунту без можливості його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту»* слід моделювати завданням лише вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі (чи горизонтальних переміщень вузлових точок відповідно вертикальної осі симетрії) розрахункової області. Витиснення ґрунту в інших напрямках відсутнє. Коректність застосування розрахункової схеми перевірялась нами на тестовій, так званій «компресійній задачі» [33] (в цій монографії вона не розглядається).

Для основ і фундаментів класу *«Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту»* вимушені переміщення слід задавати теж в одному напрямі, але виникає й витиснення частини його в інших. Тестовою для цього класу є задача про вдавлювання жорсткого плоского штампа в ґрунт. З експериментальних даних «зміни поля щільності ґрунту» за контактом зі штампом і за глибиною основи були вибрані результати лоткових штампових досліджень М.В. Балюри і М.Н. Окулової [8], а також – натурних Ю.Ф. Тугаєнка і М.В. Марченка [179]. Спершу за контрольні були прийняті дані експерименту [8] з квадратним бетонним штампом шириною $b = 40$ см із відносною глибиною закладення $d/b = 0.5$ у лотку розміром $2.0 \times 1.4 \times 1.4$ м, пошарово заповненим дрібним піском від пухкого до щільного й суглинком від м’якопластичного до твердого.

Горизонтальні переміщення марок, що закладались на відстані 5 см, а далі через 15 см від рівня подошви штампа (по 6 у кожному створі),

фіксувались індикаторами з точністю до 0.01 мм за трьома перерізами, віддаленими від осі штампа на $0.5b$; $1.0b$ і $1.5b$. Змодельовані шість серій дослідів на кінцевих тисках:

- 1) ґрунт – пухкий пісок із вологістю $w = 0.03$; коефіцієнтом пористості $e = 0.80$; осідання штампа $S = 9$ см при тискові на нього $p = 250$ кПа;
- 2) пісок середньої щільності з $w = 0.05$; $e = 0.63$; $S = 3$ см; $p = 500$ кПа;
- 3) пісок щільний із $w = 0.03$; $e = 0.55$; $S = 1$ см при $p = 500$ кПа;
- 4) суглинок м'якопластичний із $w = 0.21$; $e = 0.61$; $S = 9$ см; $p = 400$ кПа;
- 5) суглинок тугопластичний із $w = 0.19$; $e = 0.59$; $S = 11$ см; $p = 600$ кПа;
- 6) суглинок твердий із $w = 0.14$; $e = 0.595$; $S = 4.5$ см; $p = 600$ кПа.

Схема розрахункової зони подана на рис. 5.24. Вона містить 136 СЕ у формі квадратів із розмірами 0.1×0.1 м і 457 вузлів, із яких 73 закріплені. Розрахункова область являє циліндр діаметром 2.0 м і висотою 1.4 м. Фрагмент типової схеми моделювання деформування масиву (серія №6) від удавлювання штампа наведений на рис. 5.25.

Відповідні ізолінії переміщень ґрунту за даними моделювання вдавлювання штампа для цього дослідів представлені на рис. 5.26. Діапазон переміщень ґрунту в горизонтальному напрямку складає до 1.35 см (найбільші переміщення – у верхній частині масиву, над штампом, а також під його краями), а у вертикальному – до 4.50 см (найбільша концентрація переміщень – під віссю штампа). При цьому значення горизонтальних переміщень під краями штампа не перевищують 4 мм. Ці дані добре коригуються з результатами лоткового експерименту.

Зокрема, на рис. 5.27 подано порівняння епюр горизонтальних переміщень марок за трьома перерізами, віддаленими від осі штампа на $0.5b$, b і $1.5b$, у ґрунтовому масиві внаслідок удавлювання штампа за результатами моделювання та лоткового експерименту. Як якісно, так і кількісно ці графіки досить близькі між собою. Відносна похибка між ними лише в одному (з вісімнадцяти) випадку перевищила 15%.

У цілому ж, за перерізом, що проходить через край штампа (відстань від осі штампа $0.5b$), дослідні значення горизонтальних переміщень до глибини 80 см ($2b$) дещо переважають над змодельованими, а за двома іншими перерізами, більш віддаленими від осі, – навпаки.

Приклад порівняння зміни щільності сухого ґрунту в лотку за глибиною під центром штампа від його вдавлювання за даними моделювання та цього ж лоткового експерименту подано на рис. 5.28. Узагалі ж із порівняння результатів моделювання та експерименту для всіх серій дослідів можна також побачити їх задовільну збіжність і зробити такі узагальнення:

– значення природної щільності сухого ґрунту суттєво не впливає на точність числового моделювання;

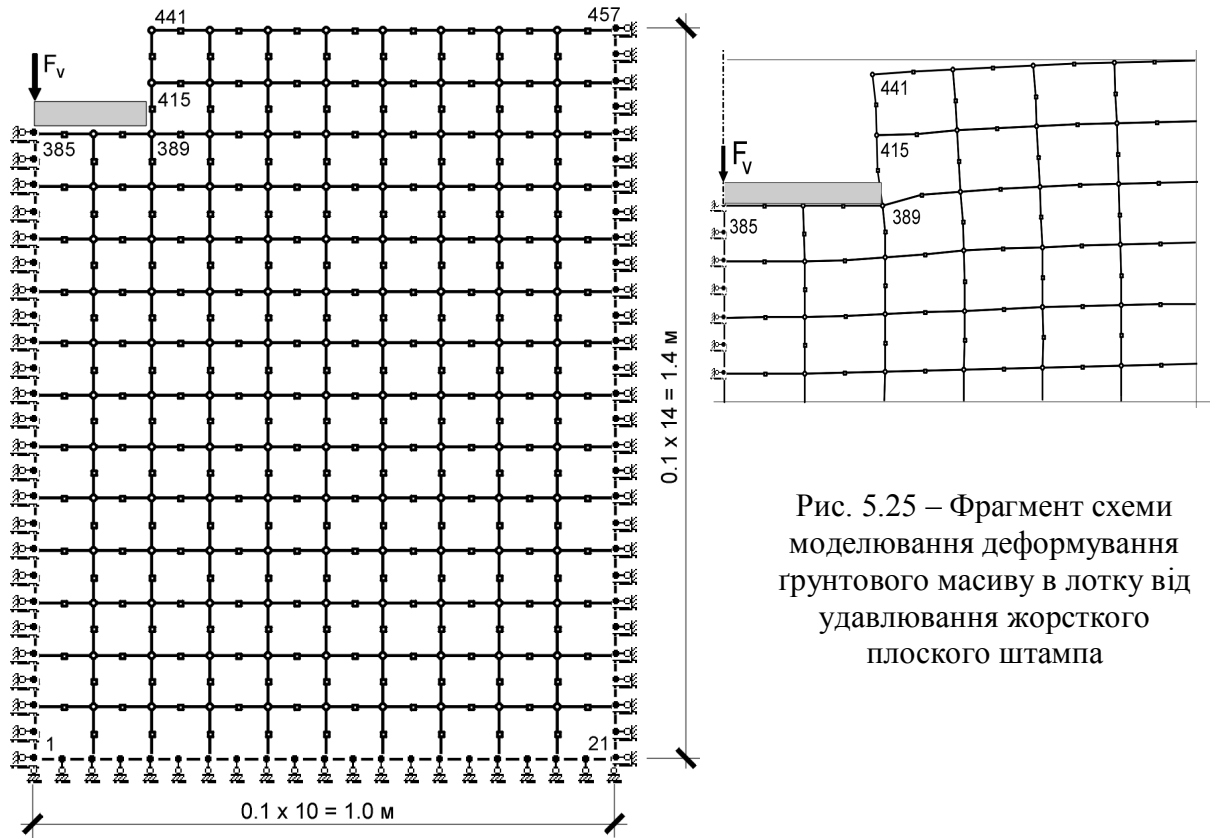


Рис. 5.25 – Фрагмент схеми моделювання деформування ґрунтового масиву в лотку від удавлювання жорсткого плоского штампа

Рис. 5.24 – Вихідна схема розбивки розрахункової зони на СЕ для задачі занурення жорсткого штампа в лотку з ґрунтом

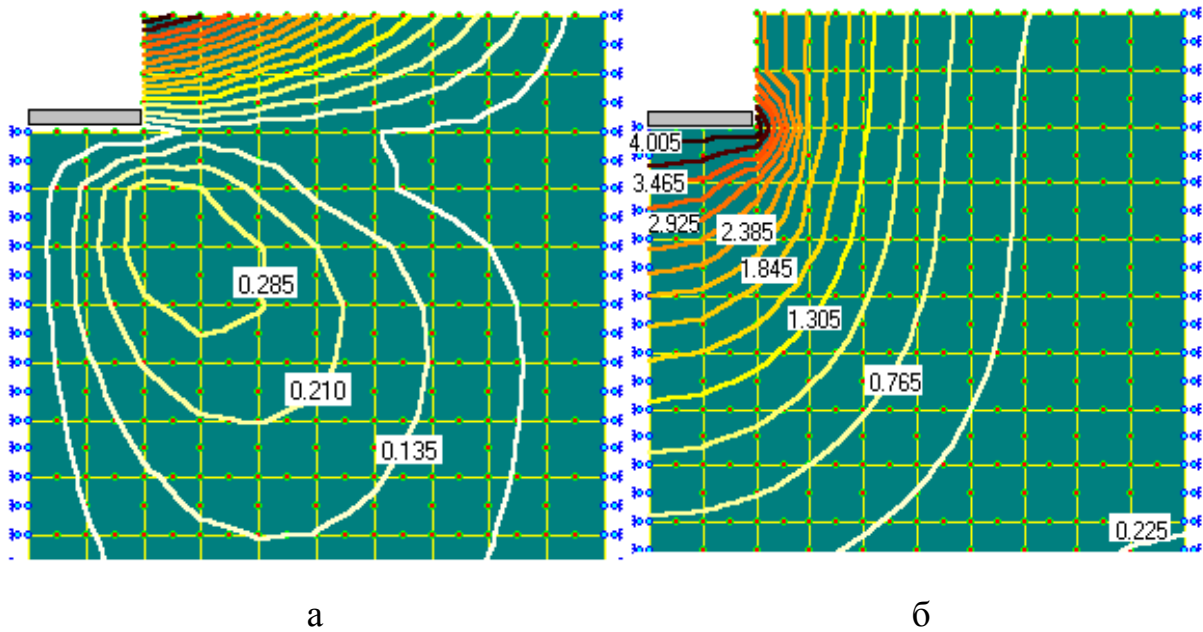


Рис. 5.26 – Ізолінії переміщень ґрунту, см, унаслідок удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами моделювання:
а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові

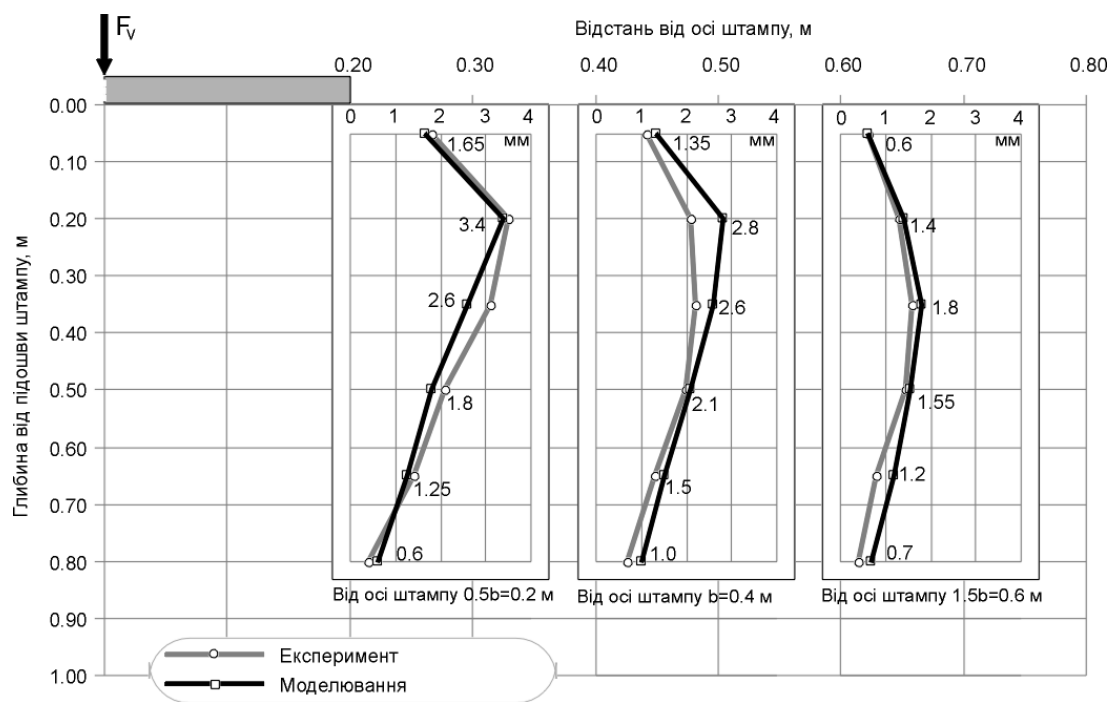


Рис. 5.27 – Порівняння епюр горизонтальних переміщень марок у ґрунтовому масиві внаслідок удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами математичного моделювання та лоткового експерименту

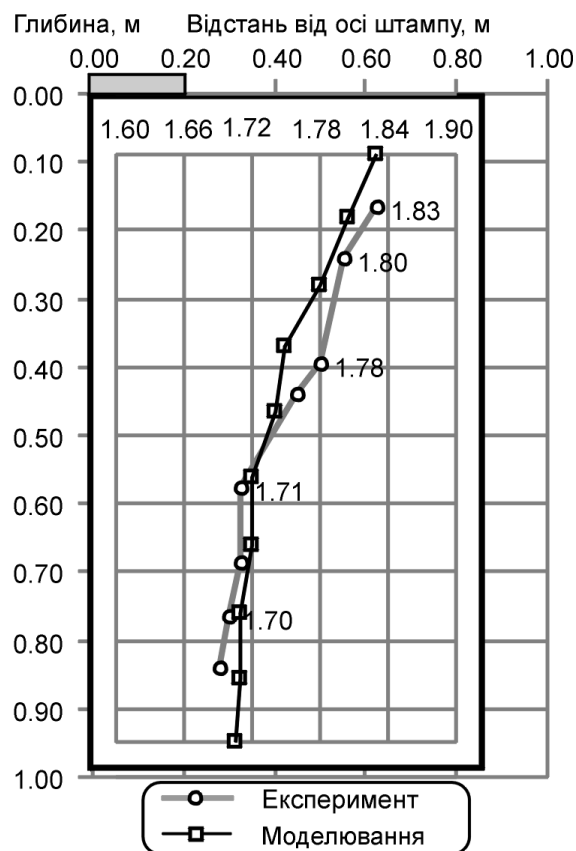


Рис. 5.28 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві під центром жорсткого плоского штампа внаслідок його удавлювання за результатами математичного моделювання і лоткового експерименту

– при відносно малих значеннях (до $S = 3$ см) занурення штампа в зоні, безпосередньо розташованій під його подошвою (в межах так званого ущільненого ядра), щільність сухого ґрунту за даними лоткового експерименту дещо (до 3, іноді 4%) перевищує її значення за моделюванням. Під ущільненим ядром їх величини практично однакові, а потім змодельовані значення можуть на 1 – 2% перевищувати результати лоткових досліджень;

– зі збільшенням занурення штампа значення щільності сухого ґрунту за даними лоткового та числового експерименту в межах ущільненого ядра під подошвою штампа стають досить близькими між собою;

– при відносно великих значеннях ($S = 9 - 11$ см) занурення штампа в зоні під його подошвою щільність сухого ґрунту вже за моделюванням перевищує дані лоткового експерименту (до 3 – 4%). Зауважимо також, що при значних вертикальних переміщеннях штампа (які вже складають 6.5 – 8% від висоти лотка) зростає й похибка від обмеження переміщення ґрунту дном лотка для умов експерименту, а ще більше для умов моделювання;

– у масиві за межею штампа змодельовані значення щільності ґрунту звичайно дещо перевищують дані лоткового експерименту, як, до речі, і .

При моделюванні НДС масиву за умов натурних штампових випробувань за контрольні прийняті дані фахівців ОДАБА [179]. Ґрунти дослідних ділянок були представлені лесованими суглинками з природною $\rho_d = 1.43 - 1.46$ г/см³, площа жорстких штампів $A = 0.5$ та 1.0 м² при тискові за їх подошвою до $p = 350$ кПа й кінцевому осіданні до $S = 38.4$ см. Штамп розміщували на поверхні масиву. Кількісна картина деформацій масивів знаходилась шляхом замірів його пошарових вертикальних переміщень і відбором зразків із визначенням щільності за їх глибиною в природному стані та після ущільнення під тиском штампа.

Вихідна схема поділу розрахункової зони на СЕ дана на рис. 5.29. Вона містить 300 СЕ (квадратів і прямокутників з розмірами від 0.2×0.1 м до 0.4×0.4 м) та 971 вузол, із яких 101 закріплених. Розрахункова область являє циліндр діаметром 8.0 м і висотою 4.0 м. Фрагмент схеми моделювання деформування масиву від удавлювання плоского штампа (для умов: $\rho_d = 1.43$ г/см³, $A = 0.5$ м², $p = 300$ кПа, $S = 19$ см) поданий на рисунку 5.30.

Відповідні ізолінії переміщень ґрунту за моделюванням вдавлювання штампа для останнього дослідіу представлені на рис. 5.31, а для умов $\rho_d = 1.46$ г/см³, $A = 1.0$ м², $p = 350$ кПа, $S = 38.4$ см – на рисунку 5.34. Діапазон переміщень ґрунту в горизонтальному напрямку в першому випадкові складає до 1.7 см, а у другому – 3.6 см (найбільші переміщення при цьому – під краями штампа). У вертикальному напрямку діапазон переміщень ґрунту в першому випадку складає до 19 см, у другому – до 38.4 см (найбільша концентрація переміщень – під віссю штампа).

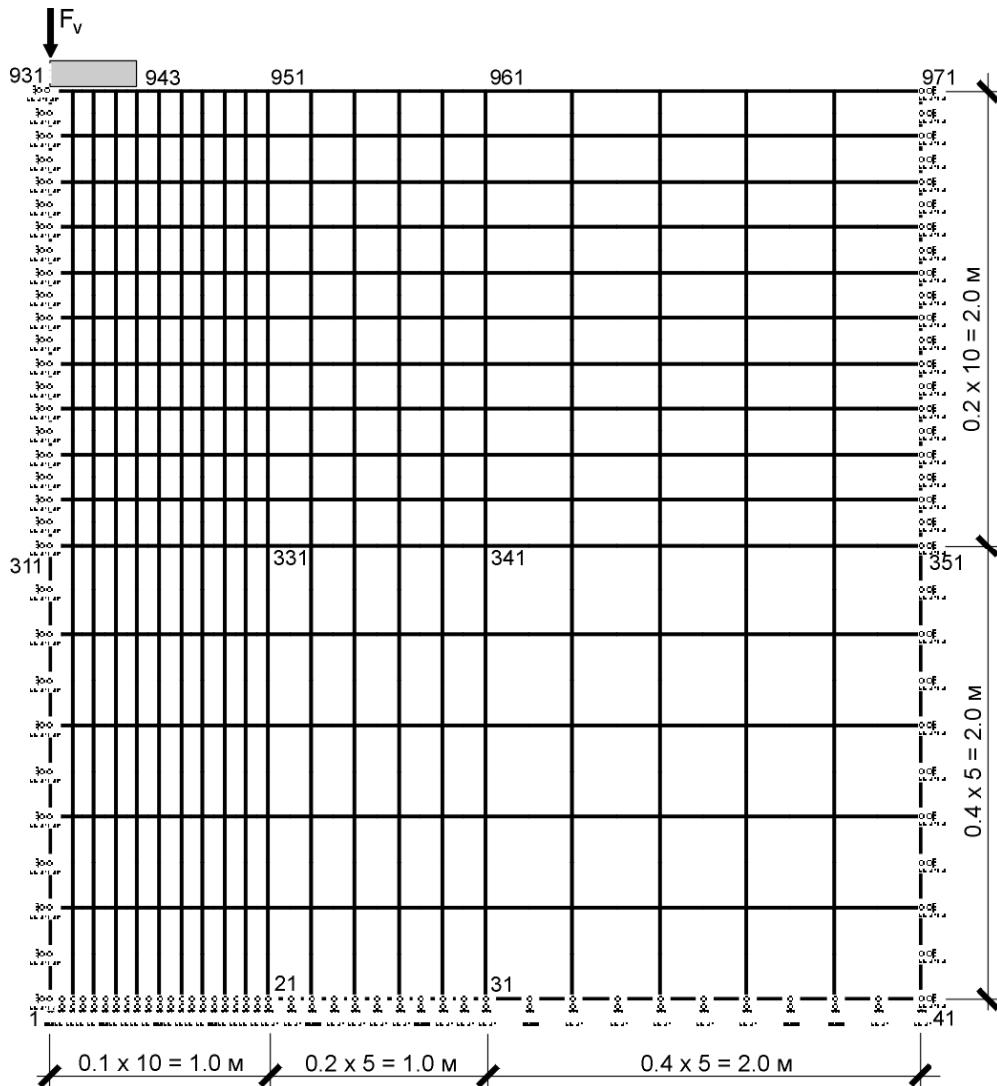


Рис. 5.29 – Вихідна схема розбивки розрахункової зони на СЕ для задачі про вдавлювання жорсткого плоского штампа в ґрунтовий масив

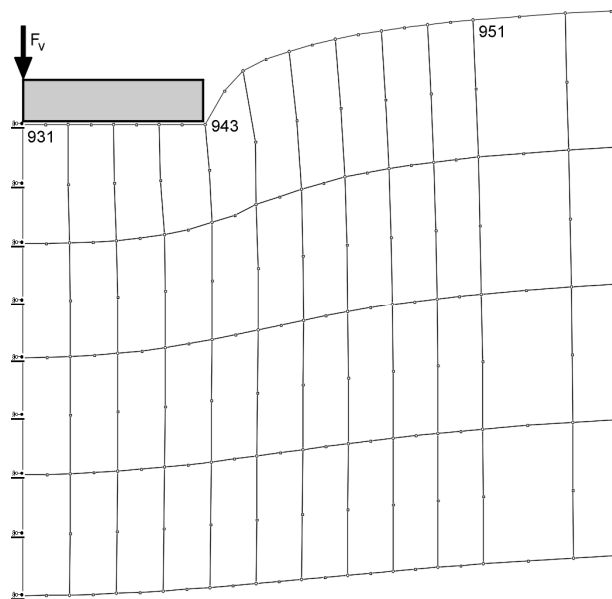


Рис. 5.30 – Фрагмент схеми моделювання деформування ґрунтового масиву від вдавлювання жорсткого плоского штампа ($A = 0.5 \text{ м}^2$, $p = 300 \text{ кПа}$, $S = 19.0 \text{ см}$)

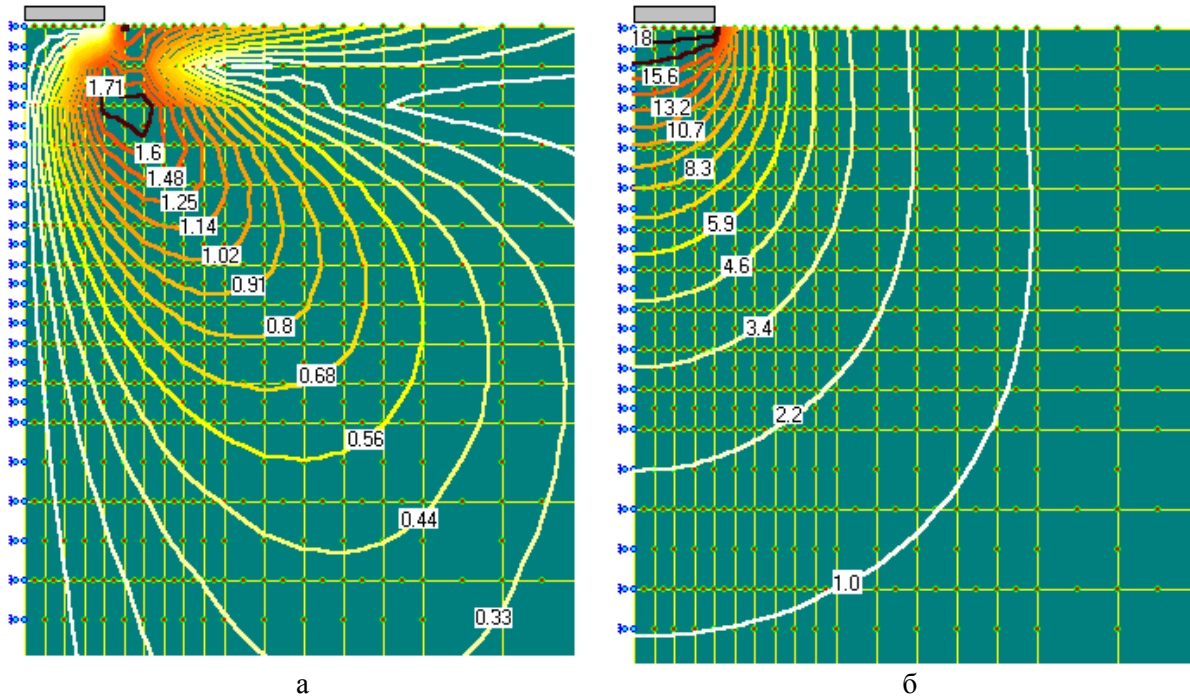


Рис. 5.31 – Ізолінії переміщень ґрунту, см, від удавлювання жорсткого плоского штампа за результатами моделювання (для умов $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$, $A = 0.5 \text{ м}^2$, $p = 300 \text{ кПа}$, $S = 19.0 \text{ см}$): а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові

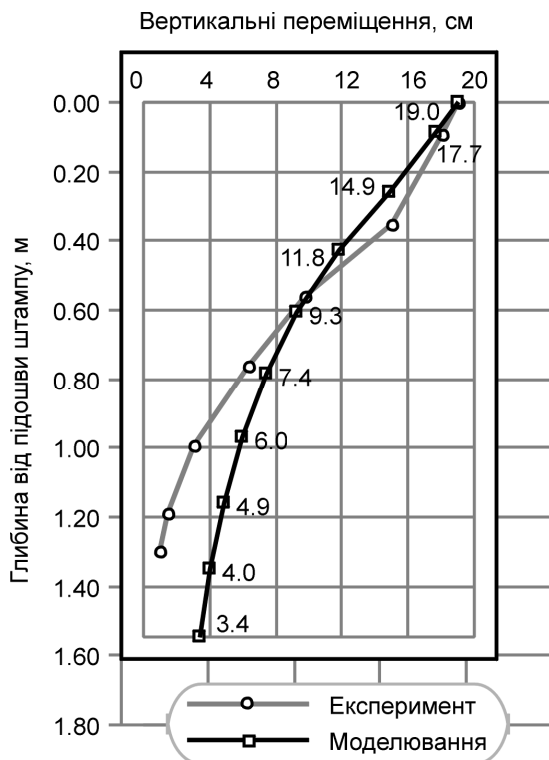


Рис. 5.32 – Епюри вертикальних переміщень ґрунту від удавлювання штамп за моделюванням і натурним експериментом

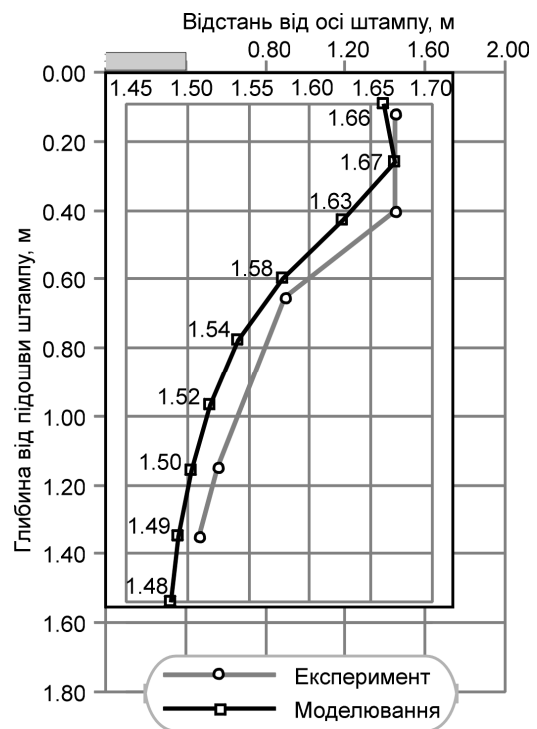


Рис. 5.33 – Зміна щільності сухого ґрунту під центром штамп від його вдавлювання за моделюванням і експериментом

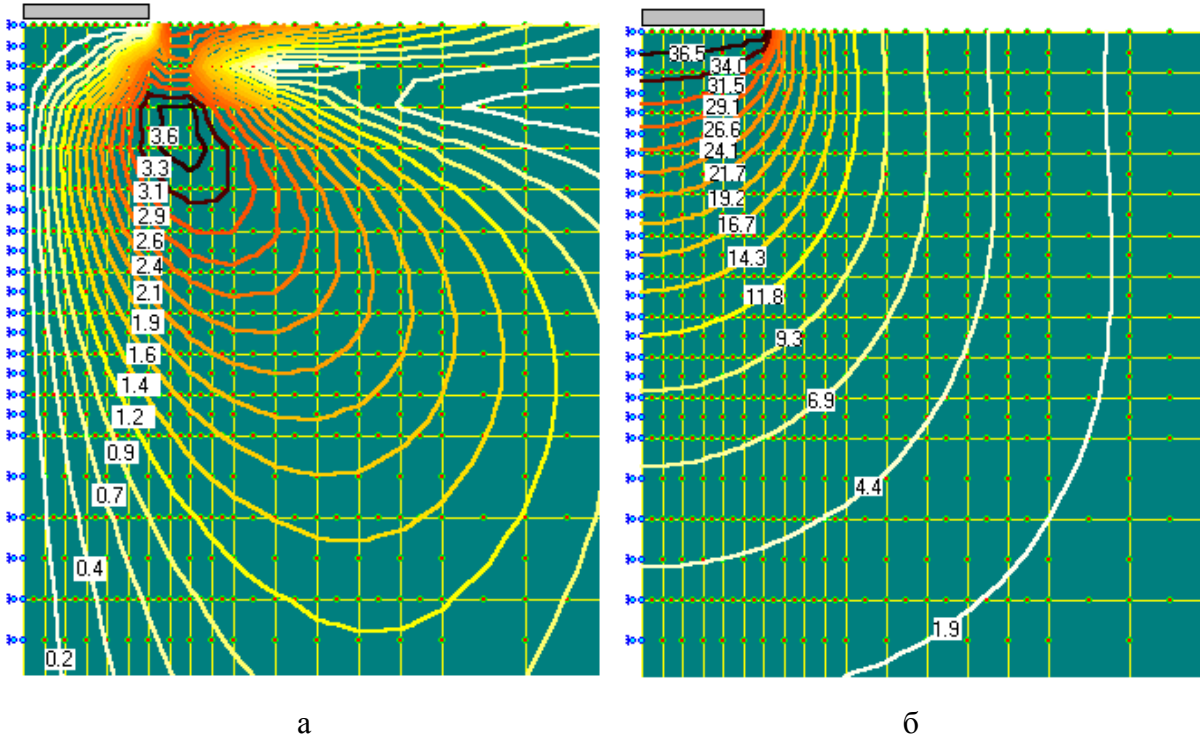


Рис. 5.34 – Ізолнії переміщень ґрунту, см, від вдавлювання жорсткого штампa за моделюванням (для умов $\rho_d = 1.46 \text{ г/см}^3$, $A = 1.0 \text{ м}^2$, $p = 350 \text{ кПа}$, $S = 38.4 \text{ см}$):
а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямках

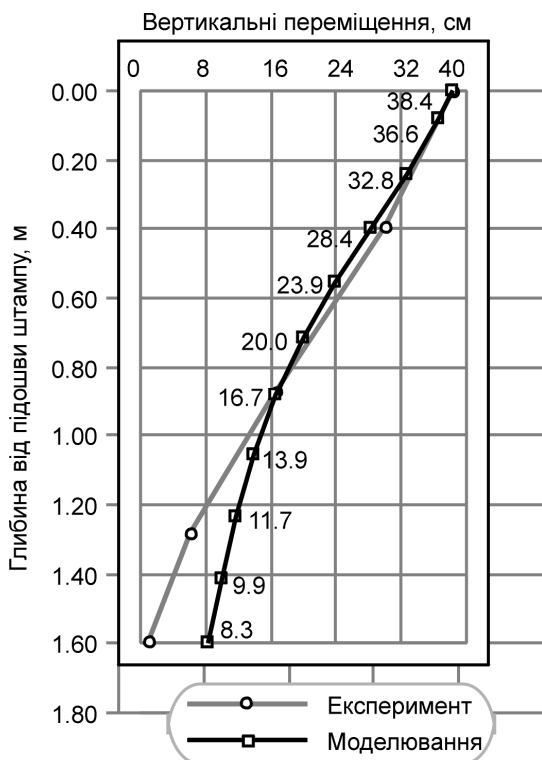


Рис. 5.35 – Епюри вертикальних переміщень ґрунту від удавлювання штампa за моделюванням і натурним експериментом

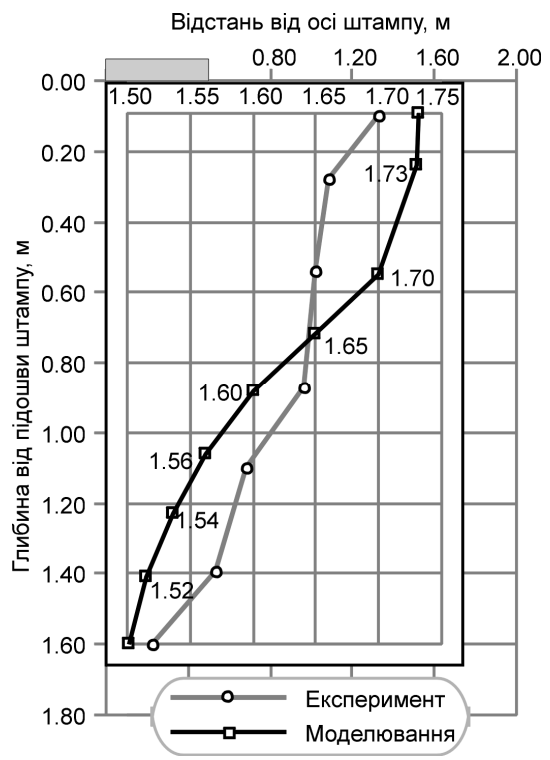


Рис. 5.36 – Зміна щільності сухого ґрунту під центром штампa від його вдавлювання за моделюванням і експериментом

На рис. 5.32 і 5.35 порівняно епюри вертикальних переміщень ґрунтового масиву від удавлювання в нього жорсткого плоского штампа за результатами моделювання та натурального експерименту відповідно для умов $A = 0.5 \text{ м}^2$, $S = 19.0 \text{ см}$ та $A = 1.0 \text{ м}^2$, $S = 38.4 \text{ см}$. Із них видно, що у межах стислої товщі від рівня підошви штампів і до глибини, що дорівнює b (для першого прикладу $b = 1.0 \text{ м}$, а другого $b = 0.7 \text{ м}$), дані моделювання й експерименту в обох випадках практично збігаються. Нижче від цього рівня значення вертикальних переміщень за результатами моделювання дещо перевищують дані натурального експерименту.

На рис. 5.33 і 5.36 порівняно графіки ущільнення ґрунту за глибиною під центром штампа внаслідок його вдавлювання за даними моделювання та цих ж експериментів. Як якісно, так і кількісно вони досить близькі між собою (відносна похибка не перевищує 3.5%). Убування щільності сухого ґрунту від підошви штампа за результатами моделювання краще за інших описується експоненційною та степеневою залежностями ($r = 0.965 - 0.976$; $v = 0.013 - 0.014$).

Інші узагальнення аналогічні зробленим вище для умов лоткового експерименту, та на відміну від лоткового експерименту початкова щільність сухого ґрунту в межах стислої товщі природного масиву не є постійною чи монотонно змінною величиною (за даними двох описаних натурних експериментів їх значення довільно змінюються на 5-6%), що впливає на збіжність результатів моделювання та натурального дослідження.

Таким чином, рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці досить адекватно відбиває НДС масиву під жорстким плоским штампом. На точність визначення параметрів ущільнення ґрунту при моделюванні суттєво впливають, головним чином, величина вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області та дискретизація цієї області на СЕ. Тому в цілому коректне використання цього рішення для числових досліджень основ і фундаментів класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту».

Комплекс «PRIZ-Pile» використано й для всебічного порівняння деформованого стану циліндричних зразків однакових геометричних розмірів ґрунту з однаковими початковими фізико-механічними властивостями в компресійних приладах з можливістю та без можливості його бічного розширення [33, 35]. Ця задача вирішувалась у процесі вдосконалення пристроїв для визначення параметрів стисливості ґрунтів за умов одновісного стиску, які підвищують достовірність оцінювання стисливості ґрунтів, й обґрунтування нового показника стискання ґрунту.

До класу «Робота ґрунту з обмеженою можливістю його бічного витиснення з-під робочого органа чи фундаменту» належать і *поверхнево ущільнені основи*. При їх моделюванні значення параметра моделі, що

описує незворотні об'ємні деформації ґрунту від примусових переміщень, $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$, отримують за компресійними дослідженнями, режим яких підбирають відповідно до технології влаштування чи умов утворення основ, зокрема: при часі витримки кожного ступеня навантаження Δt до стабілізації деформацій – для основ при тривалому обтисненні фундаментами; при $\Delta t \approx 1$ хв. – для штучних основ з *укочуванням* ґрунту; при $\Delta t = 10-15$ сек. – для основ з ударним ущільненням ґрунту тощо.

У разі, коли масив, що ущільнюють, складено ґрунтом порушеної структури, то у випробуваннях використовують зразки цього ж ґрунту. Звичайно при цьому отримують більший діапазон зміни параметра $\eta_i = E_i/E_o$ й значення коефіцієнта a_o у виразі (2.18).

Укочування шарів товщиною $h = 500 - 600$ мм легкого й важкого пілуватих суглинків ($W_L = 0.30$; $W_p = 0.19$ і $W_L = 0.385$; $W_p = 0.225$ відповідно) оптимальної вологості виконувалось причіпним пневмокатком масою $Q = 25$ т і навантаженим самоскидом МАЗ-503 масою $Q = 16$ т. Ширина поперечного перерізу котка $b = 340$ мм (при моделюванні – $b = 350$ мм), а відстань між сусідніми вертикальними поверхнями котків $\ell = 200$ мм (рис. 5.37, б; рис. 5.39). У процесі укочування котки не мали можливості зміщення сліду при наступних прохідках. Зниження поверхні ґрунту безпосередньо під котками після першої прохідки склало $\Delta h = 60 - 100$ мм, після останньої (дев'ятої-п'ятнадцятої) – $\Delta h \approx 180 - 220$ мм. Щільність сухого ґрунту в насипі безпосередньо після формування його скрепером і до укочування котками складала близько $\rho_d = 1.30$ г/см³. Величини Δh та ρ_d в масиві контролювались після кожних двох прохідок котків (остання – через 100 мм за глибиною).

При моделюванні процесу укочування шару ґрунту товщиною 500 мм прийнята розрахункова схема, зображена на рис. 5.37, а, що містить 260 квадратних СЕ (26x10) із розмірами 0.05x0.05 м і 853 вузли (93 закріплені), – а розмір утворюючої розрахункової області 1.3x0.5 м. Для відсипаного шару завтовшки 600 мм при тих же розмірах СЕ ці ж параметри складають відповідно: 312 СЕ (26x12); 1013 вузлів (101 закріплені); розмір утворюючої 1.3x0.6 м. З дослідів [101] приймалось, що шар, підстильний до насипного, практично не стисливий. Вимушені вертикальні переміщення задавались вузловим точкам СЕ верхньої межі розрахункової області, що відповідають низу котків. Так на рис. 5.37, точкам 809; 823; 831 і 845 задані вертикальні переміщення 20 мм, точкам 810; 822; 832 і 844 – 60 мм, а точкам 811 – 821 і 833 – 843 – 100 мм.

Ізолінії переміщень ґрунту в горизонтальному та вертикальному напрямках від першої прохідки котків за моделюванням подані на рис. 5.38. Порівняння епюр зміни щільності сухого ґрунту в масиві після першої й останньої прохідки котків за результатами моделювання і натурального експерименту подані відповідно на рис. 5.39 та 5.40.

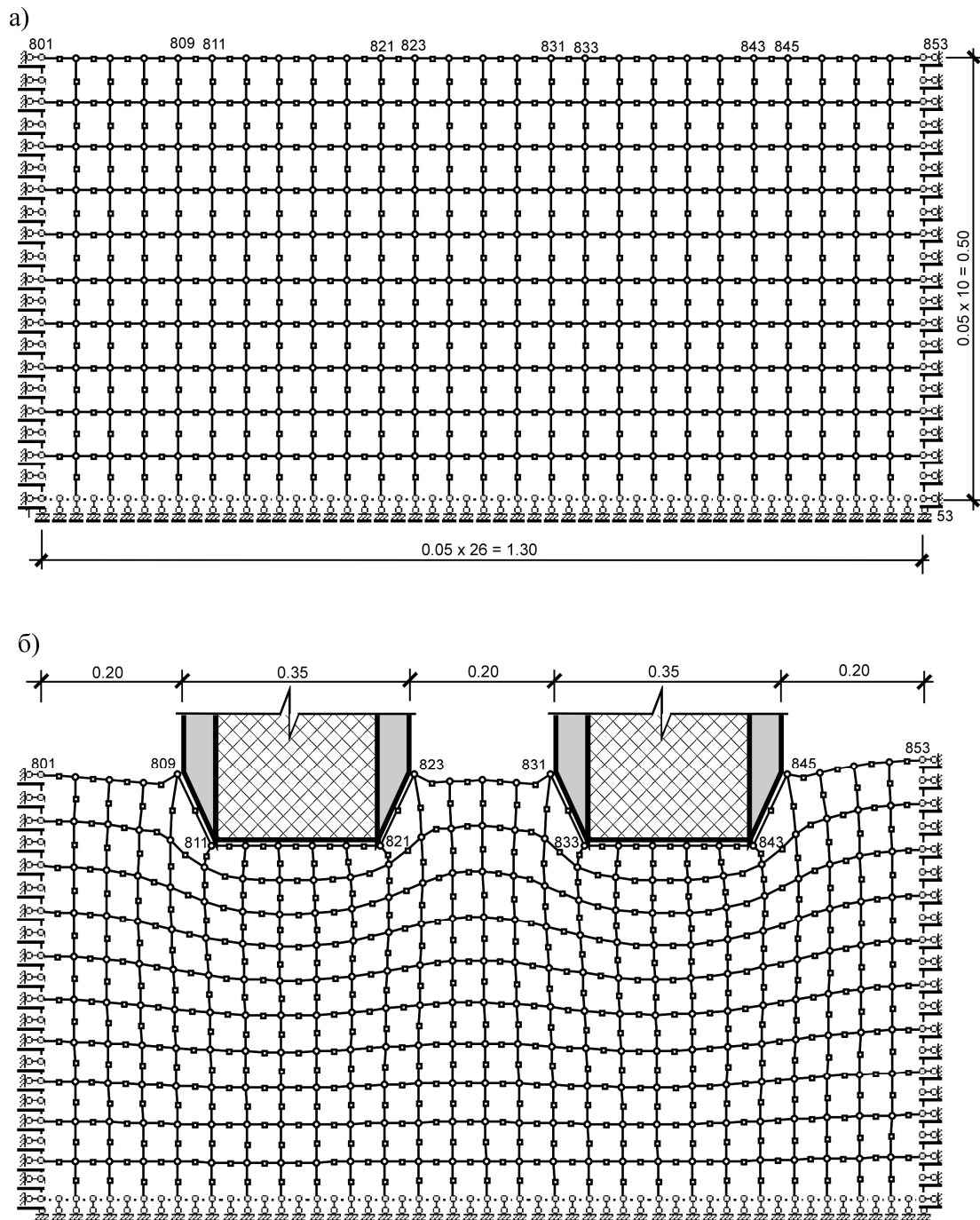


Рис. 5.37 – Схеми розбивки розрахункової зони на СЕ для моделювання процесу вкочування шару насипного ґрунту: а – вихідна; б – після прохідки котків

Аналіз процесу зміни деформованого стану масиву за моделюванням і порівняння його з даними натурних досліджень показав, що

– після першої прохідки котків ступінь ущільнення ґрунту верхньої частини шару у межах міжкоткового простору значно менше ніж під слідом котків (це видно на розрахунковій СЕ схемі насипного шару після першої прохідки котків – рис. 5.37,б), в досліді їх значення відповідно $\rho_{d,s} = 1.45$ і 1.69 г/см³, а за моделюванням $\rho_{d,s} = 1.42$ і 1.63 г/см³. Тобто структура ущільненого масиву тільки формується. З глибиною ця різниця

суттєво зменшується. Так, на позначці 20 см від низу котків у натурі $\rho_{d,s} = 1.43$ та 1.55 г/см³, а за моделюванням $\rho_{d,s} = 1.47$ та 1.53 г/см³. Горизонтальні переміщення ґрунту (рис. 5.38, а) не перевищують 15 мм (форма їх ізоліній близька до еліпсів). Вони розвиваються під краями котків і на глибині 0.2 – 0.4 м від первинної поверхні (0.1 – 0.3 м від рівня низу котків) утворюють спільну зону деформацій, тобто ґрунт з-під котків частково витискується в бік. Ізолінії вертикальних переміщень (рис. 5.38, б) розвиваються під котком під кутом, що не перевищує 45° , і на глибині 0.3 м від первинної поверхні створюють спільну зону деформацій (вертикальні переміщення менші 3 см). Отже, моделюванням підтверджено зроблений за дослідями [101] висновок про розподіл контактної тиску, що виникає в ґрунті при качанні шини, під кутом, близьким до 45° ;

– після вкочування в масиві сформувалась ущільнена структура. Ізолінії вертикальних переміщень утворюють спільну зону деформацій на глибині 0.2 м при величині переміщень 6.5 см, на 0.3 м – 5.4 см, на 0.35 м – 4.3 см, на 0.4 м – 3.2 см. Форма ізоліній горизонтальних переміщень аналогічна тим, які виникли від першої прохідки, при дещо більших їх величинах (до 22 мм). Ущільнення ґрунту рівномірне ($\rho_{d,s} \geq 1.65$ г/см³) на всю висоту вкоченого шару, крім недоущільненого ґрунту ($\rho_{d,s} = 1.62$ – 1.63 г/см³) міжкоткового простору верхньої частини масиву («буферний шар»). Практично цей шар доущільнюється при укочуванні наступного шару (забезпечується тісний зв'язок між ґрунтом, що вкочують, і підстильним шаром). Потужність ущільненого шару – $h_s = 25$ – 30 см;

– величина модуля деформації ґрунту як за моделюванням, так і за експериментом у межах ущільненого шару склала близько $E = 20$ МПа;

– із рис. 5.39 і 5.40 помітна задовільна збіжність ущільнення ґрунту масиву за даними моделювання та експерименту. Деяка різниця (відносна похибка не перевищує 2 – 2.5%) між цими даними можна пояснити: 1) значною неоднорідністю вихідного масиву; 2) певною невідповідністю вісесиметричної задачі реальним умовам укочування ґрунту.

На геометричні параметри ущільненого і буферного шарів ґрунту при вкочуванні й значення властивостей ґрунту в їх межах суттєво впливають щільність ґрунту, геометричні розміри котків (b , ℓ), величина зниження поверхні масиву під котками Δh . На точність наведених параметрів ґрунтів два перші чинники впливають значно менше, ніж останній. Тобто, доведена можливість коректного моделювання ущільнення ґрунту укочуванням. Маючи вихідні параметри масиву ґрунту (h , ρ_d) і технологічного обладнання (b , ℓ , Q) й задаючись величиною Δh , отримуємо потужність ущільненого масиву ґрунту (h_s) та його наведених характеристик ($\rho_{d,s}$), у т. ч. для буферного шару. Можлива і зворотна задача підбору обладнання при заданих властивостях укоченої основи.

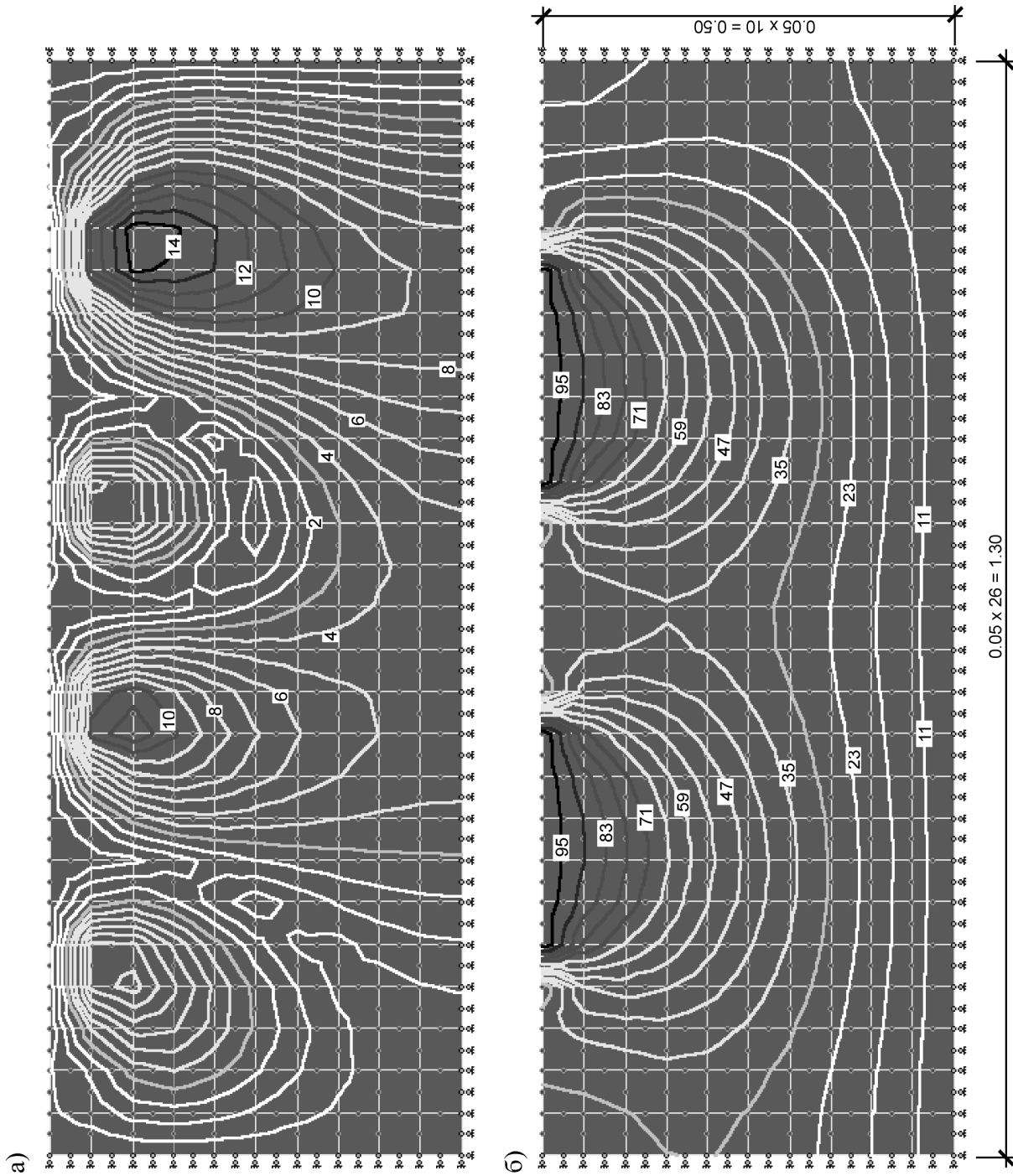


Рис. 5.38 – Ізолінії
переміщень
грунту, мм, від
прохідки
котків за
результатами
моделювання:
а – у
горизонтальному
напрямку;
б – у
вертикальному
напрямку

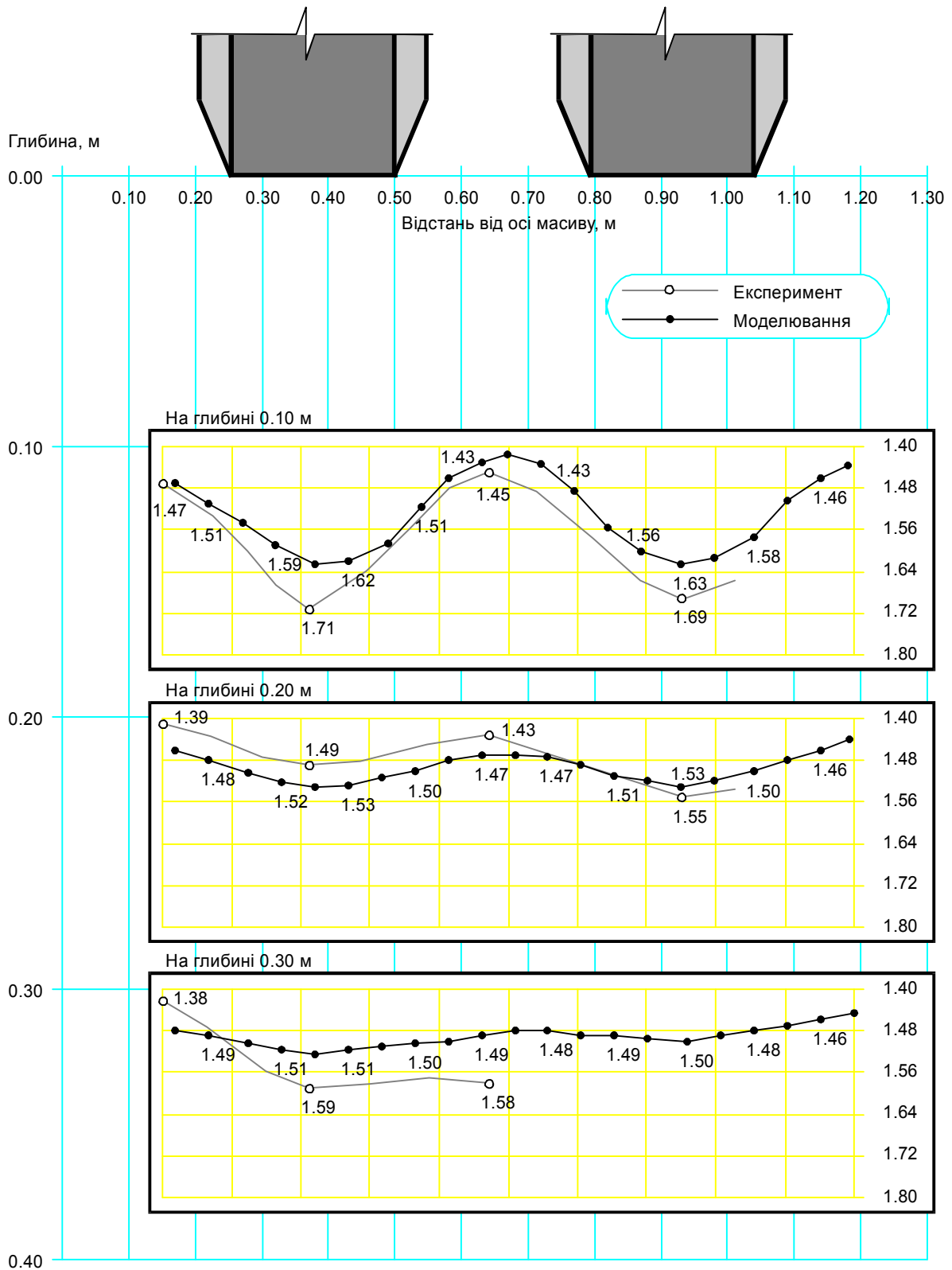


Рис. 5.39 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після першої проходки котків за результатами моделювання та натурального експерименту

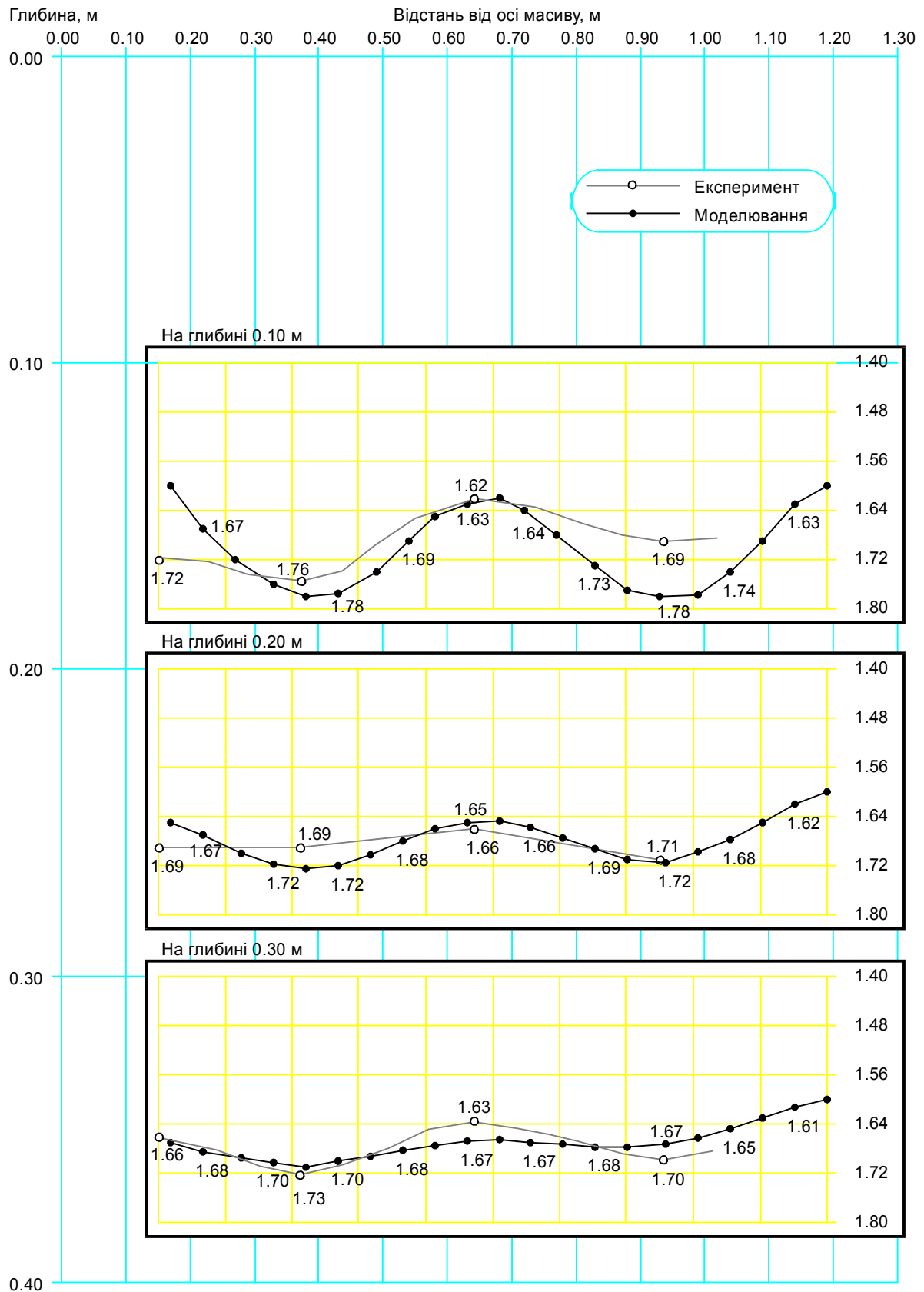


Рис. 5.40 – Зміна щільності сухого ґрунту в масиві після завершення його вкочування за результатами моделювання та натурального експерименту

Дослідженнями з *поверхневого ущільнення лесових ґрунтів важкими трамбівками* встановлено [111, 209] що «ущільнення основи до відказу» утворює найбільшу потужність ущільненого шару при найменшій товщині розпушеної поверхневої зони; глибина й показники ущільнення масиву залежать від виду і характеристик ґрунту природного складу (вологості й пористості) та діаметра, ваги, висоти скидання трамбівки. Тоді ж Ю.М. Абелєв і В.Б. Швець для трамбівок масою 1.5 – 4.5 т з діаметром 1.2 – 2.0 м запропонували наближену залежність між діаметром основи трамбівки d та товщиною достатньо ущільненого шару ґрунту h_s :

$$h_s = k \cdot d, \quad (5.38)$$

де k – коефіцієнт, який залежить від виду ґрунту, що ущільнюються.

На базі натурних даних В.І. Крутов [111] визначив характер змін щільності сухого ґрунту в ущільненому шарі $\rho_{d,s}$ за глибиною z , м, як слабокриволінійний або прямолінійний за залежністю ($r = 0.83$) виду

$$\rho_{d,s} = a_0 - a_1 \cdot z, \quad (5.39)$$

де a_0 й a_1 – емпіричні коефіцієнти.

Але як показала практика поверхневого ущільнення ґрунтів [145, 172, 181], через великий діапазон параметрів трамбівок (їх маса сягає 80, а іноді 150 – 200 т при площі основи до 20 м²), висоти їх скидання (до 20, а іноді й 40 м) і властивостей ґрунтів (а відповідно й зниження поверхні масиву й величини «відказу» трамбівки) подальше вдосконалення виразів (5.38) і (5.39) вимагає проведення і узагальнення численних польових досліджень.

Тому методику моделювання ущільнення ґрунту використано для розрахунку параметрів основ, утворених ущільненням трамбівками. Нижче розглянуті приклади [85] порівняння даних моделювання й натурних експериментів. У всіх прикладах поверхневе ущільнення виконувалось до «відказу», а ґрунт за необхідності замочувався до оптимальної вологості.

Вибрані ділянки з відносно однорідним за глибиною ґрунтом. Приклади подано у послідовності збільшення маси трамбівок і відповідно зниження поверхні масиву ґрунту Δh . Вихідна розрахункова схема містить 750 прямокутних СЕ з розмірами від 0.1x0.1 до 0.4x0.8 м (ближче до верхньої межі сітка СЕ згущається) й 2361 вузлів, із яких 169 закріплених. Розрахункова область – циліндр діаметром і висотою 9 м. Зниження поверхні Δh під трамбівкою моделюють вертикальними переміщеннями вузлових точок верхньої межі розрахункової області. При цьому виникає й витиснення ґрунту в інших напрямках. На рис. 5.41 подано фрагмент схеми деформування масиву за моделюванням. Вузли 2311 – 2323 відповідають положенню дна трамбівки після останнього удару.

На рис. 5.42 порівняно результати експерименту та моделювання зі зміни щільності глини за серединою сліду (природні значення її показників такі: $w = 0.19 - 0.21$; $W_L = 0.32$; $W_P = 0.14$; $\rho_s = 2.68$ г/см³; $\rho_d = 1.44 - 1.46$ г/см³) за глибиною після зниження поверхні ґрунту на

$\Delta h = 140$ мм від скидання трамбівки діаметром $d = 1.15$ м і масою $Q = 1.45$ т із висоти 4 – 4.5 м (дані В.Б. Швеця [209]). При моделюванні задавалась природна щільність сухого ґрунту масиву $\rho_d = 1.45$ г/см³.

На рис. 5.43 наведена зміна щільності суглинку (його природні параметри: $w = 0.06$;

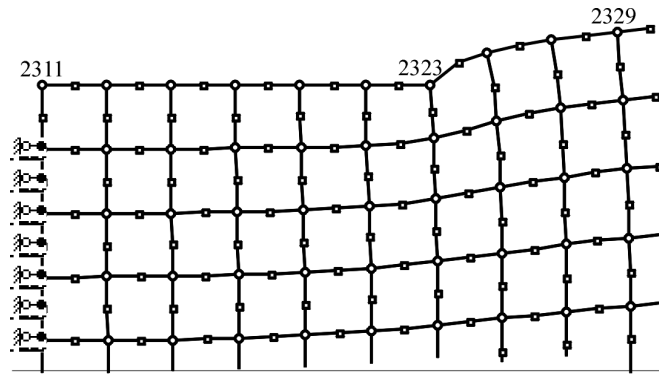


Рис. 5.41 – Фрагмент схеми деформування масиву

$W_L = 0.28$; $W_P = 0.14$; $\rho_s = 2.68$ г/см³; $\rho_d = 1.39 - 1.43$ г/см³) за глибиною після зниження поверхні на $\Delta h = 320$ мм від скидання трамбівки ($d = 1.40$ м, $Q = 2.15$ т) із висоти 4 – 4.5 м. «Відказ» склав 12 – 15 мм. При моделюванні задавалось природне значення $\rho_d = 1.42$ г/см³.

У табл. 5.2 порівняно дані натурного і числового експериментів з ущільнення ґрунту як під подошвою трамбівки, так і поза її сліду.

На рис. 5.44 і 5.45 показані результати зміни щільності суглинку (відповідно природні значення характеристик: $w = 0.18$; $W_L = 0.32$; $W_P = 0.215$; $\rho_s = 2.68$ г/см³; $\rho_d = 1.27 - 1.34$ г/см³ та $w = 0.14$; $W_P = 0.18$; $\rho_d = 1.27 - 1.35$ г/см³) за глибиною після зниження поверхні на $\Delta h = 430$ та 460 мм від скидання трамбівки ($d = 1.3$ м, $Q = 2.2$ т) із висоти 4 м. Величина «відказу» склала 10 і 15 мм (дані ПолтНТУ, отримані на ділянках Кременчуцького НПЗ). При моделюванні задавались природні значення щільності сухого ґрунту масивів відповідно $\rho_d = 1.31$ і 1.29 г/см³.

Таблиця 5.2 – Зміна щільності сухого ґрунту для трамбівки $d = 1.40$ м

Глибина м	Щільність сухого ґрунту ρ_d , г/см ³ , на відстані, м, від центру сліду							
	під слідом			поза слідом від трамбівки				
	за центром	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2	1.4	1.6
0.6	<u>1.63</u> *	<u>1.65</u>	<u>1.63</u>	<u>1.56</u>	<u>1.49</u>	<u>1.48</u>	<u>1.39</u>	<u>1.38</u>
	1.63	1.645	1.645	1.56	1.50	1.47	1.44	1.43
1.0	<u>1.57</u>	<u>1.56</u>	<u>1.57</u>	<u>1.55</u>	<u>1.52</u>	<u>1.47</u>	<u>1.39</u>	<u>1.45</u>
	1.58	1.57	1.56	1.54	1.51	1.485	1.46	1.45
1.4	<u>1.55</u>	<u>1.55</u>	<u>1.55</u>	<u>1.51</u>	<u>1.44</u>	<u>1.49</u>	<u>1.45</u>	<u>1.50</u>
	1.54	1.54	1.525	1.505	1.485	1.48	1.46	1.455
1.8	<u>1.50</u>	<u>1.47</u>	<u>1.52</u>	<u>1.42</u>	<u>1.41</u>	<u>1.42</u>	–	<u>1.41</u>
	1.49	1.49	1.485	1.475	1.47	1.46	–	1.45
2.2	<u>1.51</u>	<u>1.47</u>	<u>1.43</u>	<u>1.42</u>	–	<u>1.41</u>	–	<u>1.40</u>
	1.47	1.47	1.465	1.455	–	1.45	–	1.44

* – у чисельнику – дані експерименту [209]; у знаменнику – результати моделювання

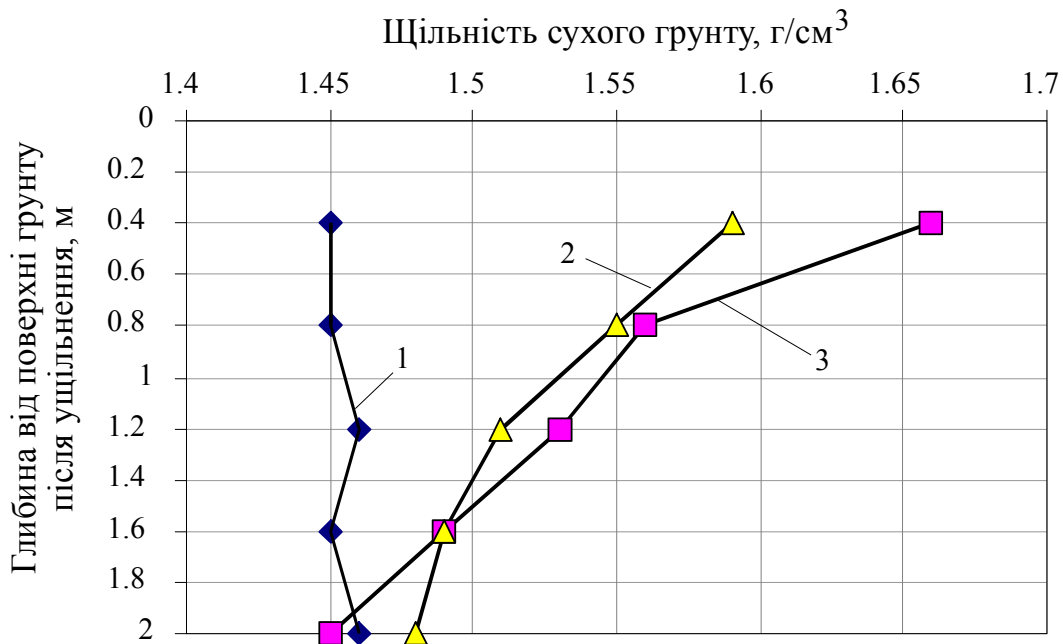


Рис. 5.42 – Зміна щільності сухого ґрунту за глибиною: 1 – у природному стані за даними натурного експерименту; 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

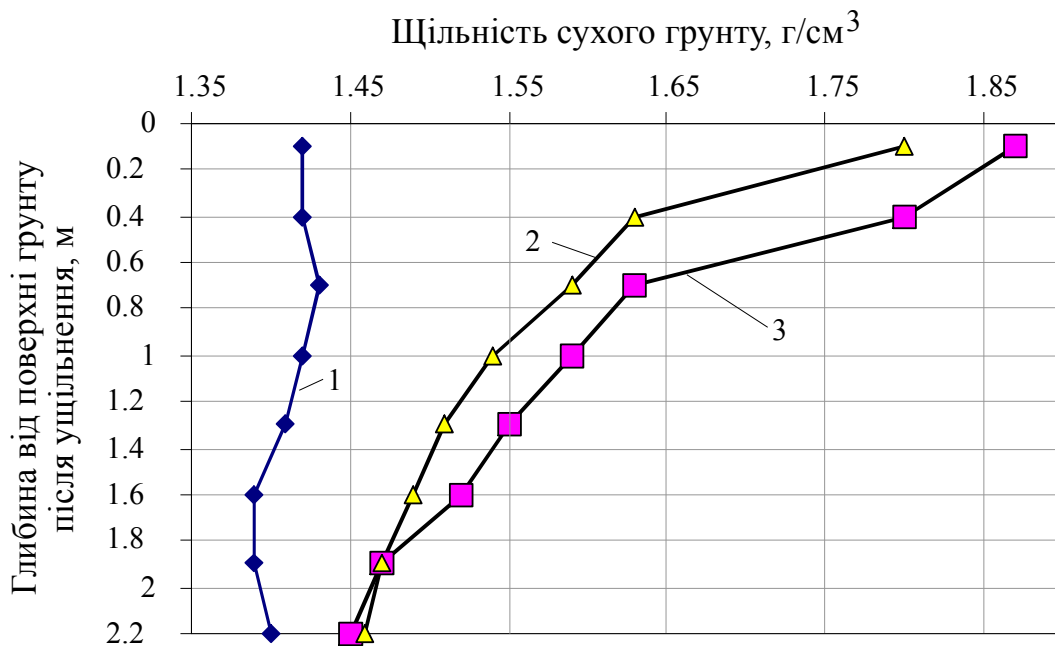


Рис. 5.43 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку) за глибиною: 1 – у природному стані за даними натурного експерименту; 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

Зміна значень модуля деформації ґрунту в межах масиву, що ущільнюються, для другої з описаних ділянок Кременчуцького НПЗ за даними досліджень (відбором зразків природного й ущільненого ґрунту в ріжучі кільця об'ємом 50 см^3 і площею 25 см^2 з наступними компресійними випробуваннями) і моделювання показана на рис. 5.46.

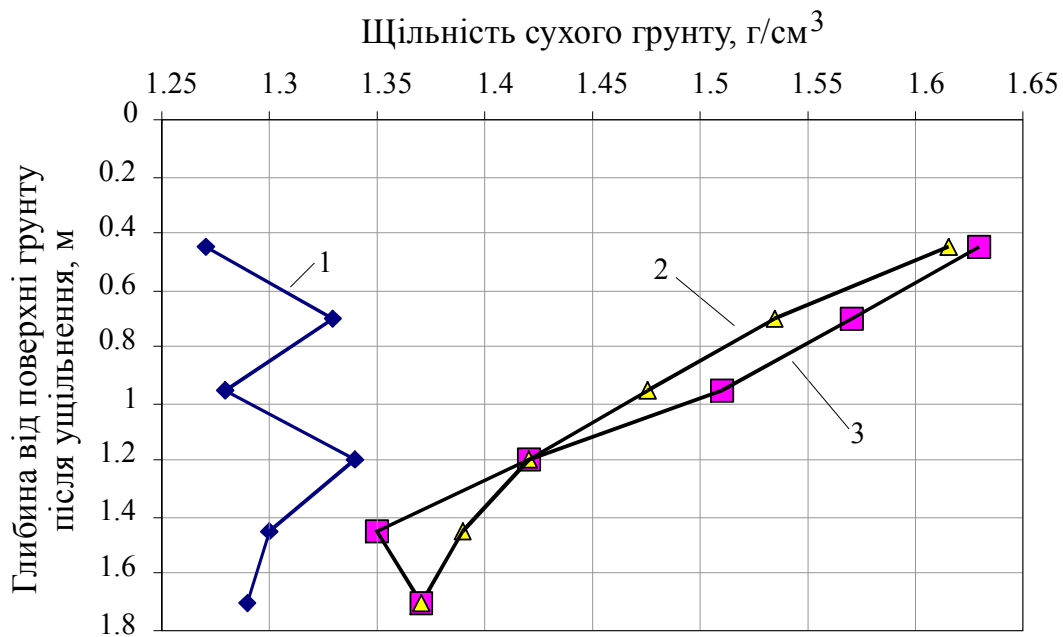


Рис. 5.44 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку) за глибиною: 1 – у природному стані за даними натурного експерименту; 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

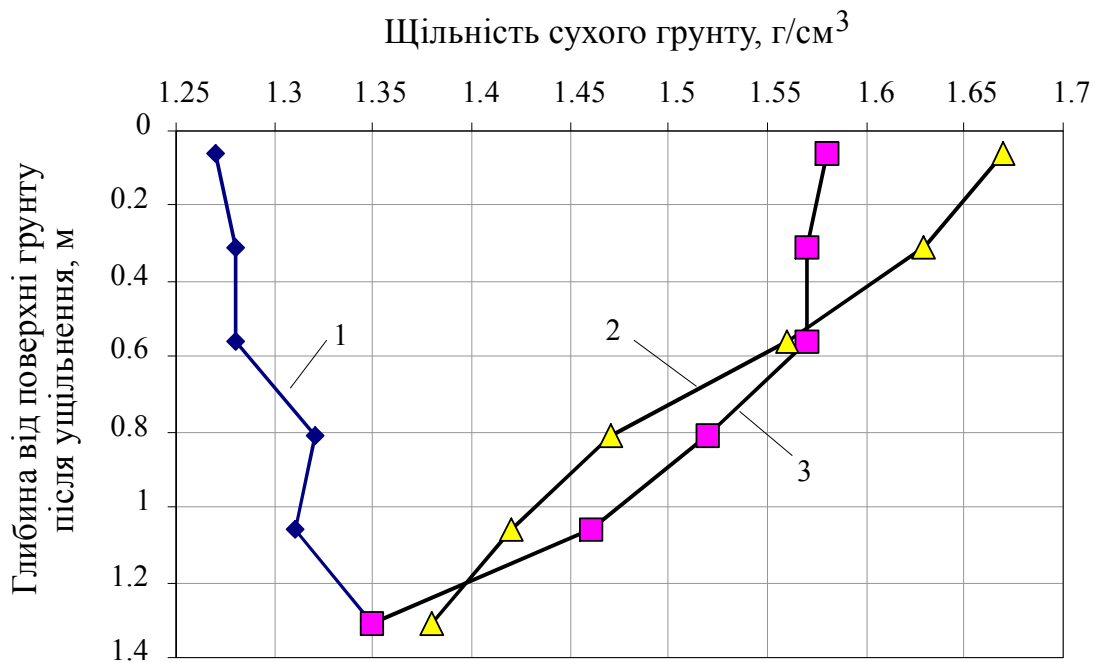


Рисунок 5.45 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку) за глибиною: 1 – у природному стані за даними натурного експерименту; 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

На рис. 5.47 дана зміна щільності суглинків і супіску ($\rho_s = 2.68 \text{ г/см}^3$; $\rho_d = 1.41 - 1.47 \text{ г/см}^3$) за глибиною після зниження поверхні на $\Delta h = 1000$ мм від скидання трамбівки ($d = 2.2$ м, $Q = 13$ т) із висоти 6.5 – 7.5 м (дані М.С. Шикаловича). Величина «відказу» – 20 – 30 мм. При моделюванні задавалось природне значення $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$.

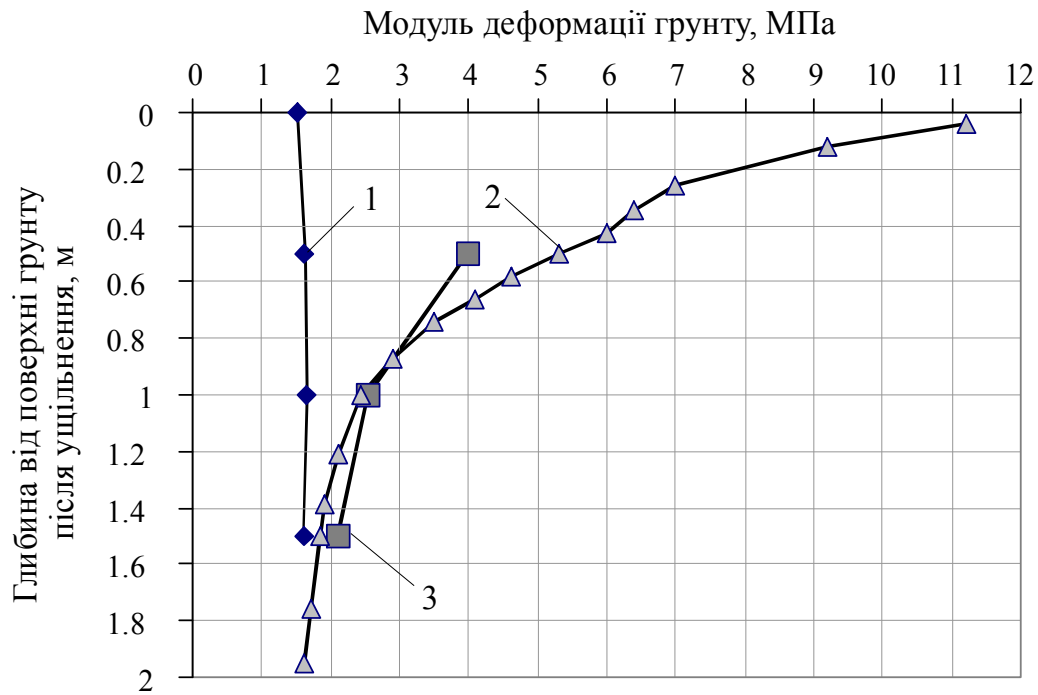


Рис. 5.46 – Зміна модуля деформації ґрунту (лесового суглинку) за глибиною:
 1 – у природному стані за даними натурного експерименту;
 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

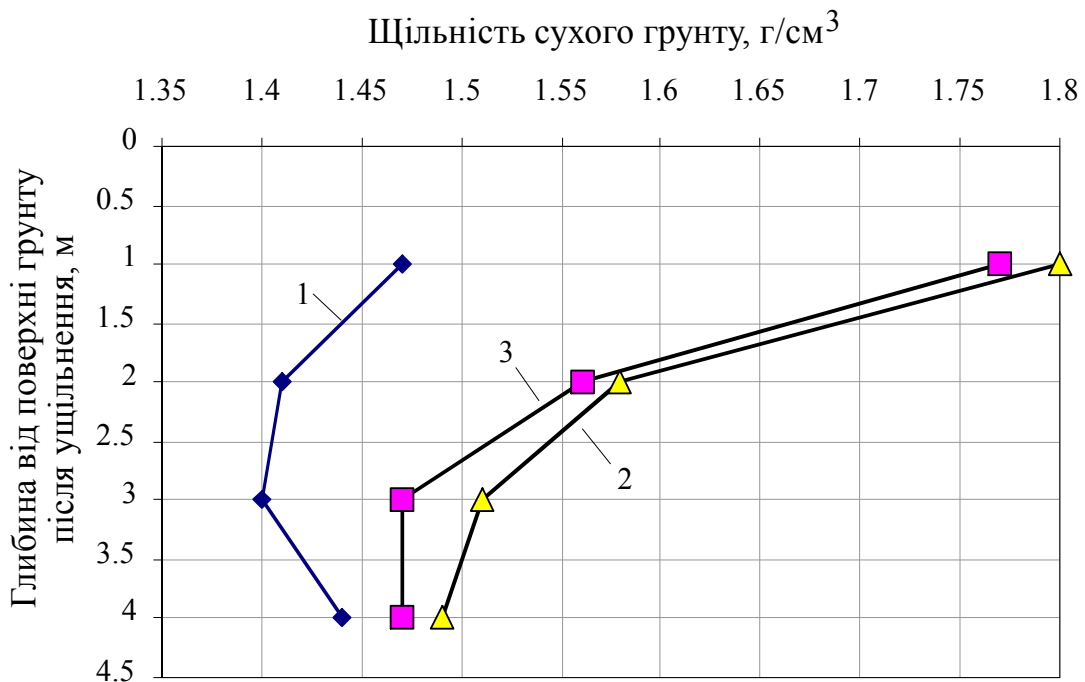


Рис. 5.47 – Зміна щільності сухого ґрунту (лесового суглинку та супіску) за глибиною:
 1 – у природному стані за натурним експериментом;
 2 – після ущільнення за моделюванням; 3 – те ж за натурним експериментом

Проведене порівняння даних натурних і числових експериментів показало їх задовільну збіжність, що дозволило зробити узагальнення:

– значення природної щільності сухого ґрунту масиву суттєво не впливає на точність числового моделювання;

– при відносно невеликих значеннях ($\Delta h = 100 - 300$ мм – рис. 5.42 і 5.43) зниження поверхні ґрунту від трамбування (при моделюванні їм відповідають задані вимушені вертикальні переміщення вузлових точок верхньої межі розрахункової області) звичайно в зоні, безпосередньо розташованій під подошвою трамбівки, щільність сухого ґрунту за даними натурного експерименту дещо (частіше до 4 – 5%) перевищує її значення за моделюванням. Глибше межі зони достатнього ущільнення їх величини практично однакові, а потім змодельовані значення щільності можуть на 1 – 2% перевищувати результати натурних досліджень;

– зі збільшенням величини зниження поверхні ґрунту від трамбування (наприклад, до $\Delta h = 1000$ мм як на рис. 5.47) значення щільності сухого ґрунту за даними натурного та числового експерименту в зоні достатнього ущільнення під подошвою трамбівки стають досить близькими між собою;

– за межею сліду від трамбівки (табл. 5.2) змодельовані значення щільності ґрунту звичайно дещо перевищують дані експерименту.

Отримані у цих прикладах моделювання закономірності зміни $\rho_{d,s}$ за глибиною ущільненого шару масиву оброблені шляхом багатофакторного аналізу. Встановлено, що на зміну щільності сухого ґрунту в ущільненому шарі суттєво впливають три чинники: глибина від поверхні ґрунту після ущільнення z , м; природне значення щільності сухого ґрунту масиву ρ_d , т/м³; величина зниження поверхні масиву ґрунту в результаті трамбування Δh , м, тобто $\rho_{d,s} = f(z; \rho_d; \Delta h)$. У цьому випадку значення щільності сухого ґрунту за глибиною ущільненого шару можна визначити як

$$\rho_{d,s} = a_0 + a_1 \cdot z + a_2 \cdot \rho_d + a_3 \cdot \Delta h, \quad (5.40)$$

де коефіцієнти $a_0 = 0.113$ т/м³; $a_1 = -0.154$ т/м⁴; $a_2 = 1.068$; $a_3 = 0.303$ т/м⁴.

При цьому коефіцієнт множинної кореляції $r = 0.92$, а критерій Фішера $F = 6.42$ більший від його табличного значення $F_{\text{табл}} = 1.8$ при рівні значущості $p = 5\%$. Коефіцієнти виразу (5.40) за багатофакторним аналізом даних натурних дослідів, із якими порівнювали результати моделювання, склали $a_0 = 0.113$ т/м³; $a_1 = -0.151$ т/м⁴; $a_2 = 1.109$; $a_3 = 0.214$ т/м⁴ при $r = 0.894$ та $F = 4.98$. Відносна похибка змодельованих значень $\rho_{d,s}$ від величин, що отримують за виразом (5.40), не перевищує 4%, а аналогічна величина для значень натурного експерименту не перевищує 5%.

Аналогічним чином для тих же умов проаналізована й залежність потужності зони достатнього ущільнення h_s (в її межах $\rho_{d,s} \geq 1.55$ т/м³) від двох чинників: природного значення ρ_d , т/м³; величини зниження поверхні масиву в результаті трамбування Δh , м, – $h_s = f(\rho_d; \Delta h)$:

$$h_s = b_0 + b_1 \cdot \rho_d + b_2 \cdot \Delta h, \quad (5.41)$$

де $b_0 = -6.87$ м; $b_1 = 5.10$ м⁴/т; $b_2 = 1.98$ – емпіричні коефіцієнти для результатів моделювання ($r = 0.999$ і $F = 1555.3 > F_{\text{табл}} = 9.0$ для $p = 5\%$).

Для даних натурального досліду ці коефіцієнти дорівнюють $b_0 = -5.83$ м; $b_1 = 4.53$ м⁴/т; $b_2 = 1.52$ (при $r = 0.973$ та $F = 18.6 > F_{\text{табл}} = 9.0$ для $p = 5\%$).

У більшості випадків потужність зони достатнього ущільнення h_s за моделюванням дещо менша (до 10%) за їх натурний аналог.

Отже, наближене визначення параметрів основ, утворених поверхневим ущільненням трамбівками, можливе моделюванням МСЕ. На точність визначення параметрів ущільнених ґрунтів при моделюванні суттєво впливають величина заданих вимушених вертикальних переміщень вузлових точок верхньої межі розрахункової області й дискретизація цієї області на СЕ, а значення природної щільності ґрунту суттєво не впливає на точність моделювання.

Спосіб глибинного ущільнення (10 м і більше) просадочних і насипних ґрунтів їх вертикальним армуванням ґрунтовими палями, вперше запропонований Ю.М. Абелевим і розвинений В.І. Крутовим [111], В.І. Фекліним [189], М.Л. Зоценком [75, 79], полягає в пробиванні (продавлюванні) циліндричних свердловин, які заповнюють глинистим ґрунтом оптимальної вологості з ущільненням до $\rho_{d,s} = 1.75$ т/м³. Навколо свердловин формуються ущільнені зони ґрунту, що перетинаються між собою. Для глибинного ущільнення використовують: верстат ударно-канатного буріння БС-1М зі снарядом масою 2.8 – 3.2 т і діаметром 324 – 426 мм; обладнання для утворення пробитих свердловин із циліндричною трамбівкою масою 3 – 7 т і діаметром 400 – 600 мм; обладнання для гвинтового продавлювання свердловин за допомогою спіралеподібного снаряду діаметром 425 мм; пневмопробійників діаметром 130 – 260 мм.

Середню щільності сухого ґрунту ущільненого масиву В.І. Крутов і В.Г. Галицький [111] пропонують наближено визначати за формулою

$$\bar{\rho}_{d,s} = \rho_d + 0.9 \cdot d^2 \frac{\rho_{d,s,p}}{\ell^2}, \quad (5.42)$$

де $\rho_{d,s,p}$ – середня щільність сухого ґрунту в ґрунтових палях ($\rho_{d,s,p} = 1.75 - 1.95$ т/м³); d та ℓ – відповідно середній діаметр і відстань між палями, м.

Дослідження [79] методу ущільнення масиву ґрунтовими палями проведені на ділянці гуртожитку №5 ПолтНТУ, складеній із поверхні 1 – 3 метровим шаром насипного суглинку (ІГЕ-1) зі значеннями властивостей: $W_L = 0.39$; $W_p = 0.23$; $W = 0.26$; $\rho_s = 2.70$ г/см³; $\rho_d = 1.31$ г/см³; $\varphi_{II} = 14^\circ$; $c_{II} = 8$ кПа; $E = 4.5$ МПа; початковий тиск просадочності $p_{sl} = 60$ кПа, – який підстеляє ІГЕ-2 – суглинок ($W_L = 0.35$; $W_p = 0.24$; $W = 0.22$; $\rho_s = 2.69$ г/см³; $\rho_d = 1.43$ г/см³; $\varphi_{II} = 25^\circ$; $c_{II} = 22$ кПа; $E = 8$ МПа).

Використане навісне обладнання для пробивання свердловин на шасі трактора Т-150К із циліндричною трамбівкою діаметром 0.43 м, довжиною 2.3 м, масою 2.3 т, із максимальною висотою скидання 4 м. Діаметр

пробитих у ґрунті свердловин склав $b_p = 0.5$ м. Вони засипались місцевим суглинком оптимальної вологості $W_o = 0.22$ з пошаровим (0.5 м) ущільненням тією ж трамбівкою. Відстань між осями дослідних паль у масиві $\ell = 1.5 \dots 3.0$ м. Властивості природної та армованої основи досліджувалися статичним зондуванням, відбором зразків природного й ущільненого ґрунту і штампами площею 600 см^2 .

Глибинне ущільнення масиву ґрунтовими палями моделювався [33, 279] завданням *вимушених горизонтальних переміщень вузлових точок, розташованих на вертикальній осі симетрії розрахункової області*. Схема поділу розрахункової зони на СЕ містить 180 (10x18) СЕ у формі прямокутників і 597 вузлів, із яких 80 закріплених. Розрахункова область задачі – циліндр висотою 12 м. Моделювання ущільнення основи армування її ґрунтовими палями здійснювалось для різних відстаней між їх осями: $\ell = 1.5; 1.8; 2.1; 2.4; 2.7; 3.0$ м. Радіус основи розрахункової області змінювався відповідно до відстані між осями паль у масиві ℓ , зокрема при $\ell = 3.0$ м його приймали 1.55 м, а при $\ell = 1.5$ м – 0.75 м (відповідно щоразу змінювалась і ширина СЕ). Тобто витиснення ґрунту за зовнішні вертикальні границі розрахункової області, що в даній задачі імітували навколишні ґрунтові палі, було неможливе.

При моделюванні ж ущільнення масиву навколо одиночної ґрунтової палі, звичайно, радіус основи розрахункової області таким чином не обмежувався (він складав $10 \cdot b_p = 5.0$ м). Порівняння ущільнення ґрунту навколо одиночної ґрунтової палі на глибині 1 м від поверхні масиву за даними натурного експерименту й моделювання подано на рисунку 5.48.

Із нього видно, що найбільше ущільнення ґрунту безпосередньо поряд із тілом палі (за моделюванням – $\rho_d = 1.89 \text{ г/см}^3$). Радіус зони достатнього ущільнення r_s (де $\rho_d \geq 1.55 \text{ г/см}^3$) за моделюванням склав менше ніж 0.60 м, а в експерименті $r_s = 0.55$ м. Убування змодельованих значень ρ_d від тіла одиночної ґрунтової палі краще за інших описується експоненційною функцією (наприклад, для даних, наведених на рис. 5.48, $r = 0.956$, $v = 0.039$), а результати натурного експерименту – експоненційною ($r = 0.996$; $v = 0.010$) і дробово-лінійною ($r = 0.999$; $v = 0.009$) функціями.

Результати аналогічних досліджень для одиночної ґрунтової палі ($b_p = 0.425$ м), зведеної гвинтовим продавлюванням [189], подані на рисунку 5.49. Масив складено напівтвердим суглинком із $\rho_d = 1.40 \text{ г/см}^3$.

Порівняння графіків зміни мінімального значення щільності сухого ґрунту $\rho_{d,s}$ у міжпальовому просторі залежно від відстані між осями ґрунтових паль у масиві ℓ за експериментом і моделюванням подано на рисунку 5.50, а. Розбіжність між ними практично не перевищує 1%.

При цьому встановлено, що:

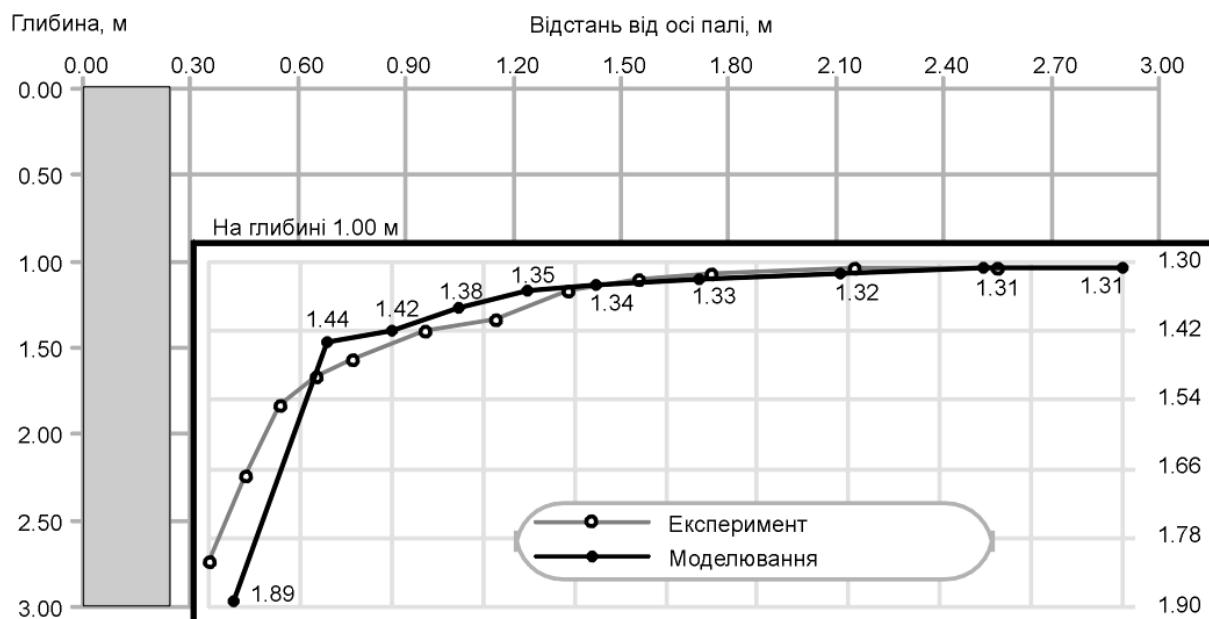


Рис. 5.48 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту залежно від відстані від осі одиначної ґрунтової палі, зведеної пробиванням свердловин циліндричною трамбівкою, за експериментом і моделюванням

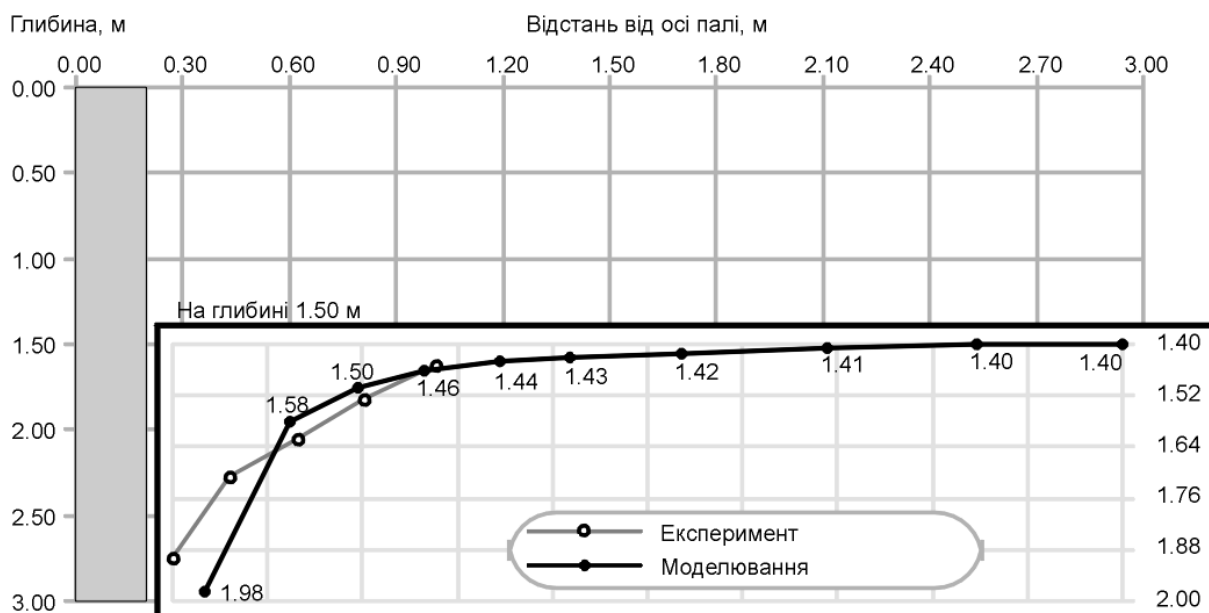


Рис. 5.49 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту залежно від відстані від осі одиначної ґрунтової палі, зведеної методом гвинтового продавливання, за експериментом і моделюванням

- при відстані між осями паль $\ell \geq 2.4$ м щільність ґрунту криволінійно зменшується від тіла палі до середини міжпальового простору (аналогічно одиначній ґрунтовій палі);
- при $1.8 < \ell < 2.4$ м значення ρ_d теж зменшуються від тіла палі, але по середині міжпальового простору вони дещо підіймаються (через перетин зон витиснення ґрунту від сусідніх паль);

– при $1.5 \leq \ell \leq 1.8$ м щільність ґрунту в міжпальовому просторі для кожного значення ℓ практично постійна (на графіку рис. 3.56, а вона збігається з мінімальним значенням ρ_d);

– при $\ell < 1.5$ м відбувається випирання ґрунту на поверхню масиву.

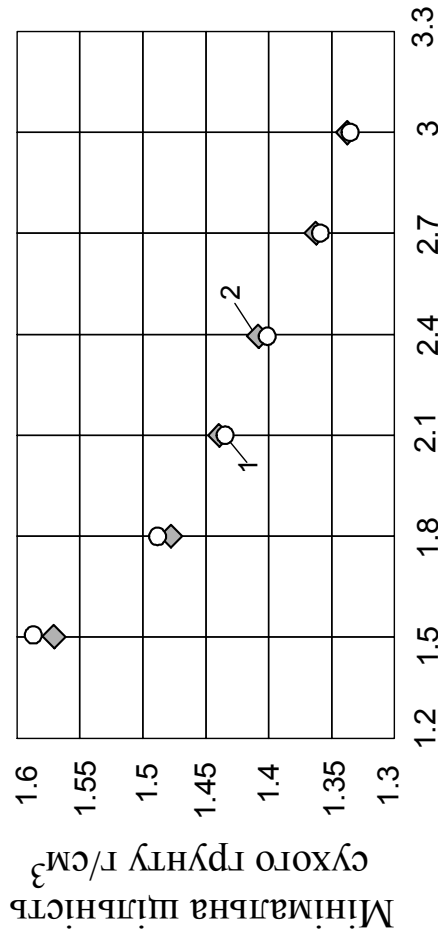
Зміна мінімального значення модуля деформації ґрунту E у міжпальовому просторі залежно від відстані між осями ґрунтових паль (див. рис. 5.50, б) має аналогічний характер розподілу величин $\rho_{d,s}$. Змодельовані значення E дещо перевищують (до 10 – 15%) величини модуля деформації ґрунту, отримані за результатами компресійних випробувань відібраних з ущільненого масиву зразків ґрунту.

Наведені характеристики ґрунту масиву, його НДС використані для моделювання роботи штампа площею 600 см^2 під навантаженням. Дані статичних випробувань штампів та їх моделювання (з рис. 5.51 видно, що їх графіки мають досить задовільну збіжність) показали зростання модуля деформації насипного ґрунту після його армування (при відстані між осями паль $\ell = 1.5$ м) у діапазоні тиску $\sigma = 0 \dots 0.3$ МПа до $E = 19$ МПа. При цьому значення осідання штампа не перевищило $S = 1.0$ см.

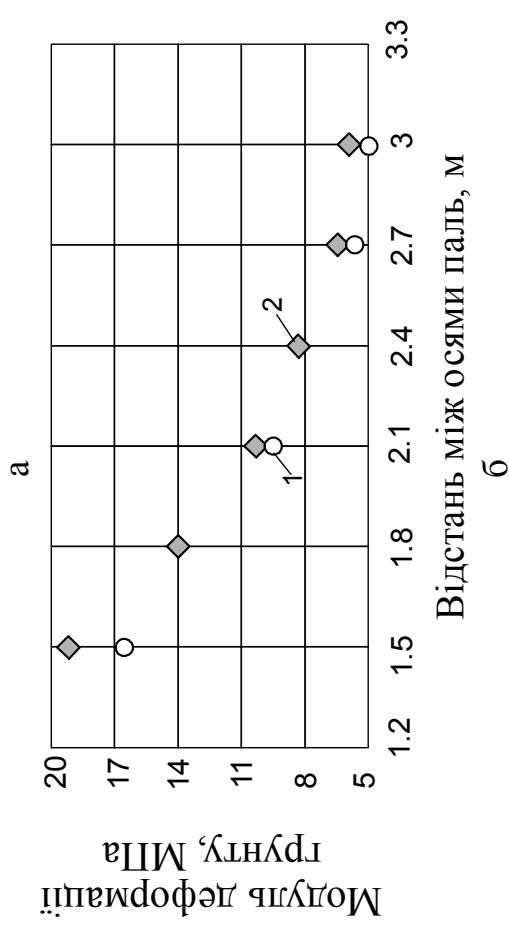
Із досягненням тиску під подошвою штампа $\sigma = 0.3$ МПа графік $S = f(\sigma)$ відхилився від лінійної залежності, але граничне навантаження на основу не досягалося й при $\sigma = 0.4$ МПа. При штапковому випробуванні масиву до його глибинного ущільнення ґрунтовими палями графік $S = f(\sigma)$ відхилився від лінійної залежності ще при $\sigma = 0.2$ МПа, а при тискові $\sigma = 0.45$ МПа осідання штампа складало $S = 4.5$ см. При моделюванні НДС насипного масиву під штампом ґрунт окремих СЕ переходив у текучий стан безпосередньо під ним уже при тискові $\sigma = 0.05$ і 0.1 МПа, цей процес відбувся аж при $\sigma = 0.25$ та 0.3 МПа. Питомий опір ґрунту статичному зондуванню після ущільнення масиву зріс у 2.7 – 3 рази.

Для практичного використання поліпшеного таким чином масиву його поверхня ще вкочувалась 4 прохідками навантажених автомобілів КамАЗ, після чого влаштовувався плитний фундамент. В.І. Крутов [111] зіставленням результатів випробувань ущільнених та природних лесових суглинків показав, що в результаті ущільнення масиву ґрунтовими палями модуль деформації при природній вологості й тискові до $\sigma = 0.3$ МПа підвищується в 2 – 3 рази, а у водонасиченому стані – в 7.5 – 10 разів.

Ще один метод глибинного ущільнення [79, 82] – спосіб посилення слабкого шару, який підстилає намив. У намитому піску відривають котлован на позначку, яка відповідає проектному рівню подошви фундаменту. Потім за допомогою устаткування для влаштування пробитих свердловин у піску утворюють свердловини (звичайно діаметром 0.5 м) до покрівлі слабкого шару й через них утрамбовують щебінь для витіснення слабкого ґрунту. Свердловину заповнюють піском із його пошаровим ущільненням. На такій основі споруджують фундамент.



Відстань між осями паль, м



Відстань між осями паль, м

Рис. 5.50 – Порівняння зміни у міжпальовому просторі залежно від відстані між осями ґрунтових паль мінімального значення: а – щільності сухого ґрунту; б – модуля деформації ґрунту; 1 – дані експерименту; 2 – результати моделювання

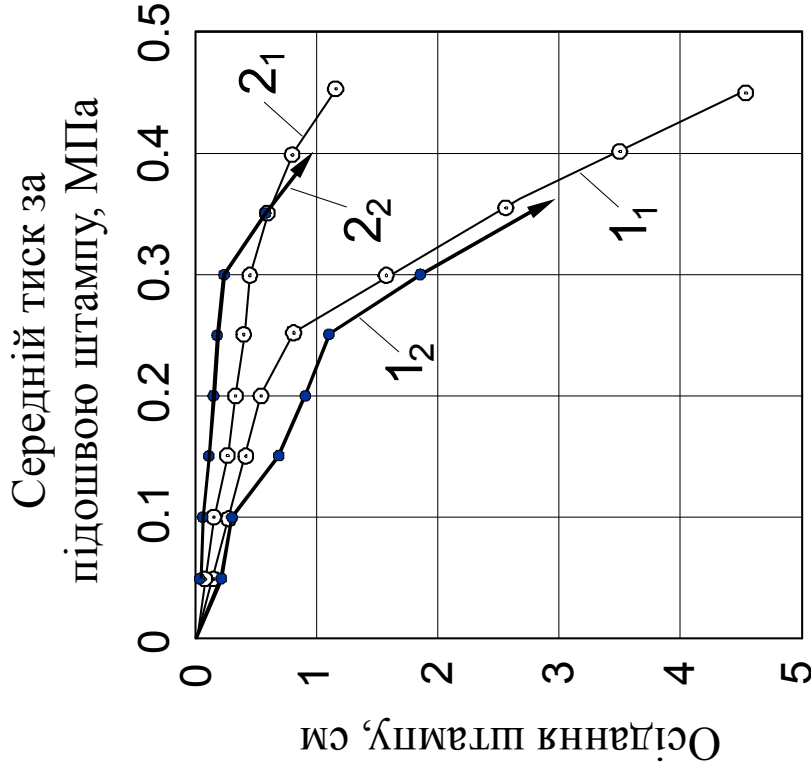


Рис. 5.51 – Порівняння графіків статичних випробувань жорстким штампом площею 600 см² насипного масиву (1) і того ж масиву після його глибинного ущільнення ґрунтовими палями (2); 1₁, 2₁ – дані експерименту; 1₂, 2₂ – результати моделювання

Ґрунтові умови ділянки (школа в мікрорайоні «Левада» м. Полтави) з поверхні представлені трьома шарами ґрунту: ПЕ-1 – пісок дрібний, намівний, середньої щільності, потужністю 1.1 м з такими значеннями властивостей: $w = 0,22$; $\rho_d = 1,59 \text{ т/м}^3$; $c_{II} = 2 \text{ кПа}$; $\varphi_{II} = 30^\circ$; $E = 23 \text{ МПа}$; ПЕ-2 – мулистий ґрунт у текучому стані потужністю 1.5 м: $w = 0,49$; $\rho_d = 1,10 \text{ т/м}^3$; $c_{II} = 6 \text{ кПа}$; $\varphi_{II} = 12^\circ$; $E = 3 \text{ МПа}$; ПЕ-3 – пісок дрібний, середньої щільності: $w = 0,26$; $\rho_d = 1,60 \text{ т/м}^3$; $c_{II} = 4 \text{ кПа}$; $\varphi_{II} = 32^\circ$; $E = 24 \text{ МПа}$. Рівень ґрунтової води склав 0.6 м нижче від дна котловану.

За зондуванням із віддаленням від свердловини встановлено, що зона проникнення щебню в шар 2 має форму еліпсоїда обертання. Співвідношення півосей його залежить від товщини слабкого шару за умови постійності об'єму втрамбованого щебню (в натурному досліді розмір горизонтальної півосі склав близько 1.1 м). Властивості природної та зміцненої таким чином основи досліджено статичним навантаженням жорсткого квадратного залізобетонного штампа площею 1 м^2 .

Для моделювання [34, 281] НДС ґрунтового масиву при влаштуванні й наступній роботі такої основи використано модуль “PRIZ-Pile”. Приклад розрахункової схеми розбивки основи на СЕ подано на рисунку 5.52. Вона містить 160 прямокутних СЕ з розмірами від $0,56 \times 0,50 \text{ м}$ до $1,12 \times 1,00 \text{ м}$ і 533 вузли, з яких 74 закріплені. Витиснення ґрунту шарів 1 і 2 імітувалось кроковим завданням вимушених переміщень вузлових точок вертикальної осі симетрії (починаючи від 513 й до 353) розрахункової області. Фрагмент змодельованої схеми деформування основи внаслідок пробивання свердловин у шарі 1 та втрамбовування щебню в слабкий шар 2 подано на рис. 5.53. Змодельована картина ущільнення ґрунту на рівні найбільшого значення горизонтальної півосі зони проникнення щебню в шар 2 (глибина 1.75 м від дна котловану) подана на рисунках 5.54 і 5.55. Із неї видно, що найбільше ущільнення ґрунту – безпосередньо поряд із цією зоною. Зокрема, на відстані до 0.7 – 0.8 м від бічної поверхні розширення значення ρ_d збільшилось із $1,10 \text{ г/см}^3$ до $1,57 - 1,59 \text{ г/см}^3$ (рис. 5.54). Значення модуля деформації ґрунту в цій же області зросло трохи більше ніж у 5 разів (рис. 5.55). Розмір зони поширення ущільнення (де ρ_d зростає не менше ніж на $0,02 \text{ г/см}^3$) перевищує 2.0 м.

Наведені характеристики ґрунту й НДС масиву використані для моделювання роботи посиленої основи під жорстким штампом площею 1 м^2 . Порожнину, отриману пробиванням і втрамбовуванням, «заповнили» конструкційним матеріалом (щебнем і піском) й увели 17 додаткових вузлів і 5 СЕ, що імітують матеріал заповнювача свердловини і зони проникнення щебню. Аналогічно моделювали жорсткий штамп. Порівняння змодельованих графіків залежності осідання від навантаження з даними статичних навантажень штампа як для початкового стану масиву, так і після його посилення втрамбовуванням щебеня подано на рис. 5.56.

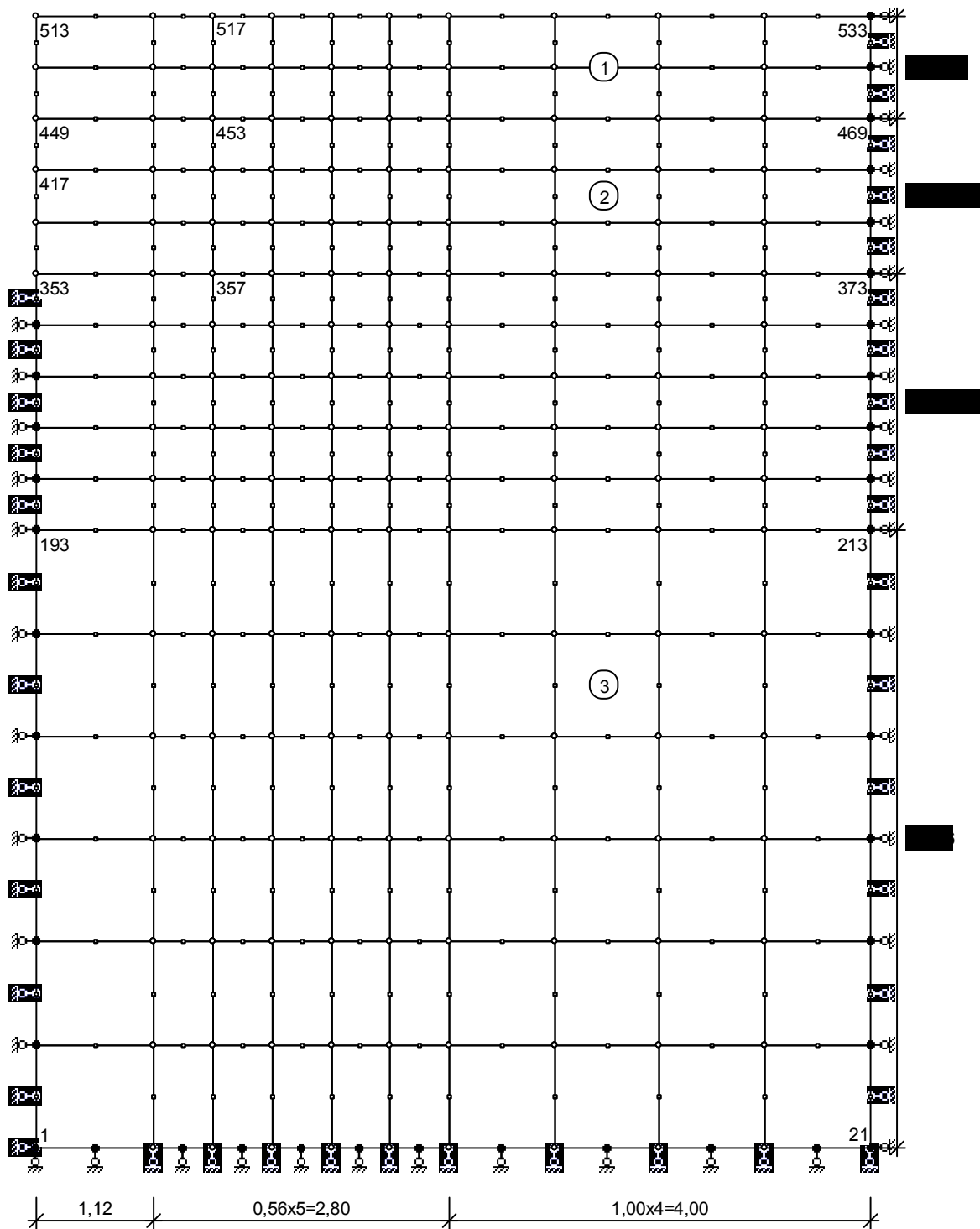


Рис. 5.52 – Вихідна схема розбивки основи зі слабким проміжним шаром на СЕ:
 1 – пісок дрібний, намівний, середньої щільності; 2 – мулистий ґрунт у текучому стані;
 3 – пісок дрібний, середньої щільності

Із порівняння натурних і змодельованих графіків $S = f(\sigma)$ бачимо, що їх відносна розбіжність не перевищує 15 – 20%. Зазначимо також, що після втрамбування жорсткого матеріалу в слабкий підстильний шар основа при статичному навантаженні штампа свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт у жодному СЕ не перейшов у текучий стан.

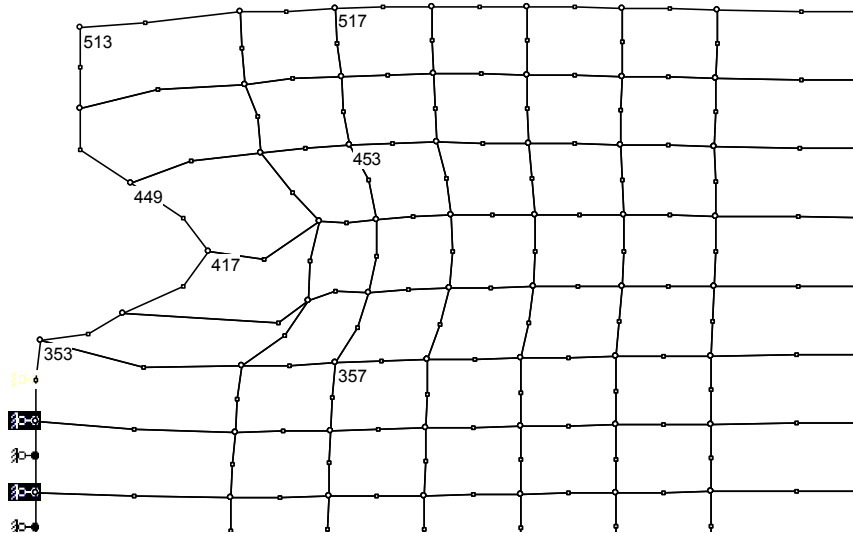


Рис. 5.53 – Фрагмент схеми деформування основи від пробивання свердловини в намівному шарі та втрамбування щебню в слабкий шар

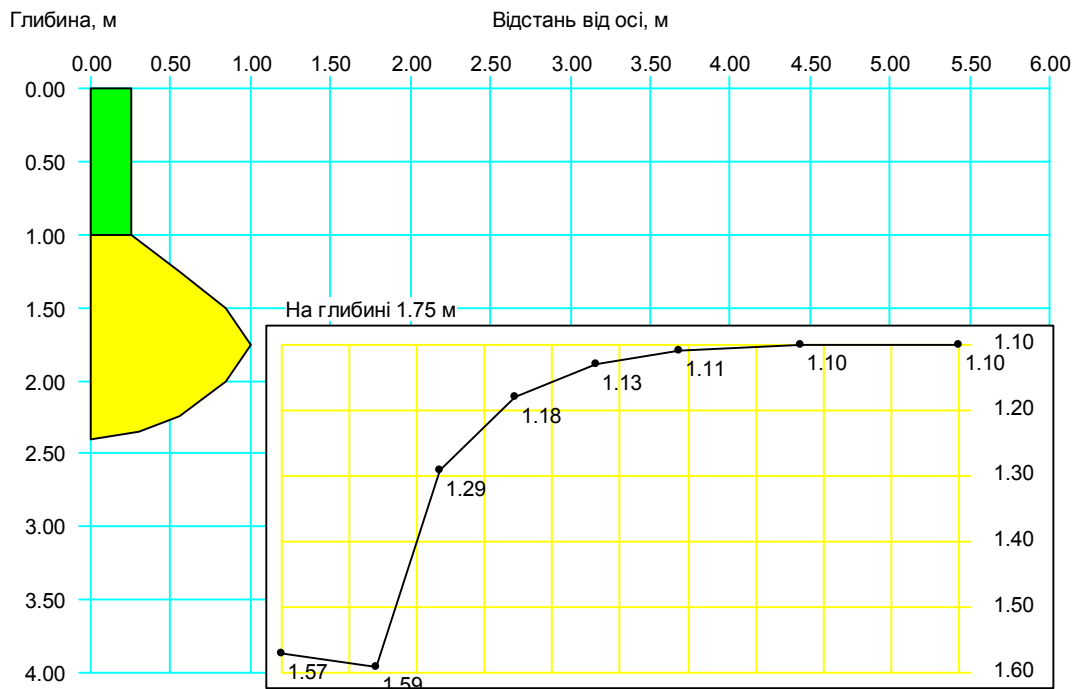


Рис. 5.54 – Зміна щільності сухого ґрунту, г/см^3 , шару 2 (мулистий ґрунт) навколо зони проникнення втрамбованого щебню за результатами моделювання

Отже, для штучних основ, створених шляхом глибокого ущільнення ґрунтовими палями чи втрамбування жорсткого матеріалу в слабкий підстильний шар, отримано можливості визначення: 1) достатньо достовірних значень наведених властивостей основ у межах рішення вісесиметричної задачі у фізично й геометрично нелінійній постановці МСЕ; 2) оптимальних конструктивних і технологічних параметрів створення цих основ.

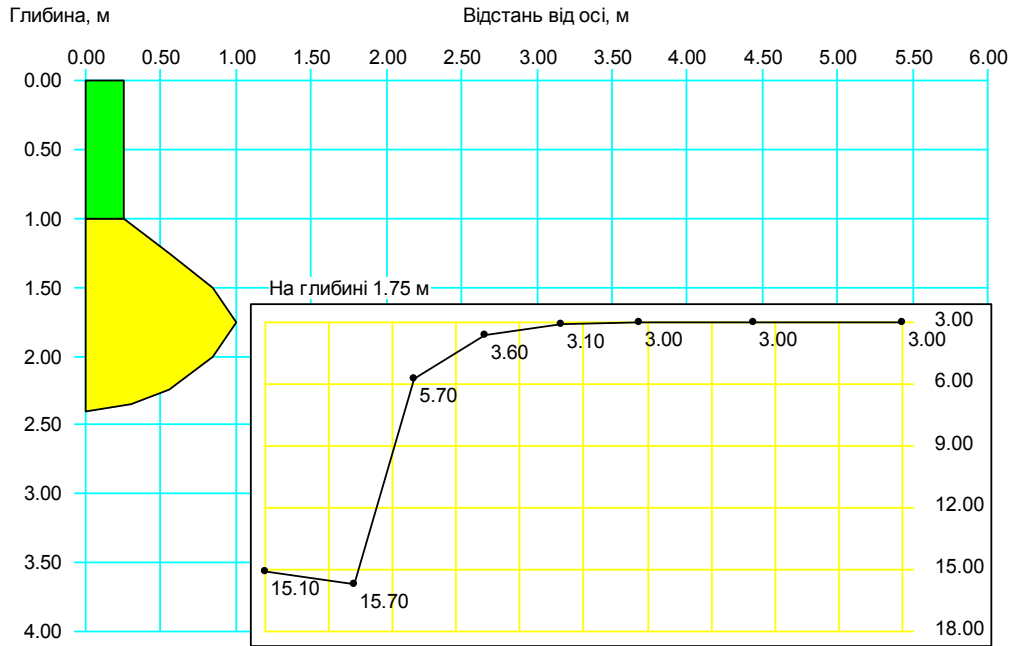


Рис. 5.55 – Зміна модуля деформації ґрунту E , МПа, шару 2 (мулистий ґрунт) навколо зони проникнення щебню за результатами моделювання

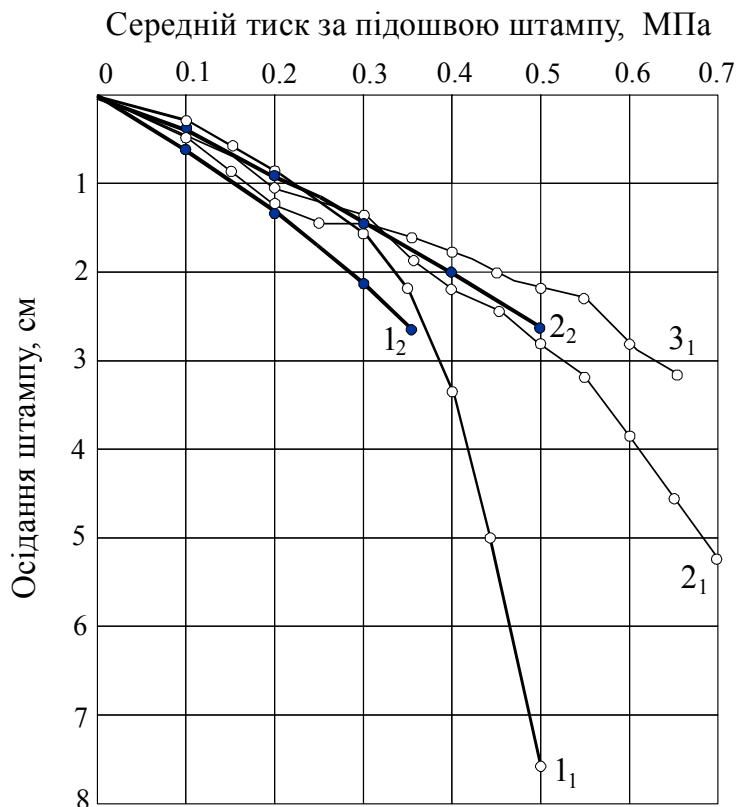


Рис. 5.56 – Порівняння графіків залежності осідання від тиску штампів, які встановлено: 1 – на намив до втрамбування щебню; 2 – за центром свердловини після його втрамбування; 3 – після втрамбування щебню та вкочування дна котловану автосамоскидом; 1₁, 2₁, 3₁ – дані експерименту; 1₂, 2₂ – моделювання

5.4 Моделювання напружено-деформованого стану основ, що ущільнюються з можливістю витиснення ґрунту за різними напрямками

До найпоширенішого класу основ і фундаментів, які створюють витисненням ґрунту з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками, віднесені палі, що занурюють у ґрунт різними способами чи виготовляють безпосередньо в масиві трамбуванням, розкочуванням, блоками, фундаменти у витрамбованих та виштампуваних котлованах тощо.

Через численність видів і типорозмірів цих фундаментів, ґрунтових умов їх застосування, використання аналітичних методик їх розрахунку пов'язано з певними припущеннями, а отже й похибками. Тому кожного разу виникає необхідність експериментального обґрунтування проектного варіанта. Тому раціонально використовувати моделювання улаштування й наступної роботи таких основ і фундаментів з використанням комплексу "PRIZ-Pile". Створення основ і фундаментів класу «Робота ґрунту з можливістю його витиснення з-під робочого органа чи фундаменту за різними напрямками» моделюється завданням вимушених переміщень ґрунту в різних напрямках [30]. Загальні схеми МСЕ створення й подальшої роботи основ і фундаментів цього класу задач подані в табл. 5.1. В якості тестової прийнята задача про занурення (вдавлювання) в ґрунт стандартного конічного пенетраційного наконечника.

Методика досліджень НДС ґрунту від удавлювання в нього конічного наконечника [79] базується на ефекті впливу стінок кільця при пенетраційних випробуваннях. Ефект полягає в тому, що при зануренні конічного наконечника в ґрунт, обмежений металевим кільцем, на певній («характерній» або так званій «критичній») глибині h_k порушується (різко підвищується) інваріантність опору пенетрації q ($q = F/h^2$, де F – зусилля пенетрації; h – глибина занурення наконечника в ґрунт) для глинистих ґрунтів чи показника пенетрації U ($U = F/h^3$) для пісків, котрий однозначно визначає досягнення границею «зони впливу» наконечника стінок кільця.

Дослідження включали кілька серій пенетраційних випробувань лабораторним пенетрометром ЛП-1 із конічним наконечником, що мав кут розкриття при вершині $\beta = 30^\circ$, висотою $h_{\text{кон}} = 6.0$ см дрібного чистого повітряно сухого піску порушеної структури, укладеного й ущільненого до $\rho_d = 1.50 \dots 1.75$ г/см³ у кільцях діаметром $d = 7.14; 8.50; 10.80; 12.00$ см.

Була, зокрема, встановлена залежність між h_k , d і характеристикою щільності ґрунту $1/\rho_d$: $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$. Величина критичної глибини h_k зростала при збільшенні значення d та зменшенні ρ_d , тобто діаметр «зони впливу» від занурення наконечника в більш щільних ґрунтах зростав.

Після відкладення результатів досліджень у координатах «lg h_k – 1/ρ_d» побудовано графік (рис. 5.57).

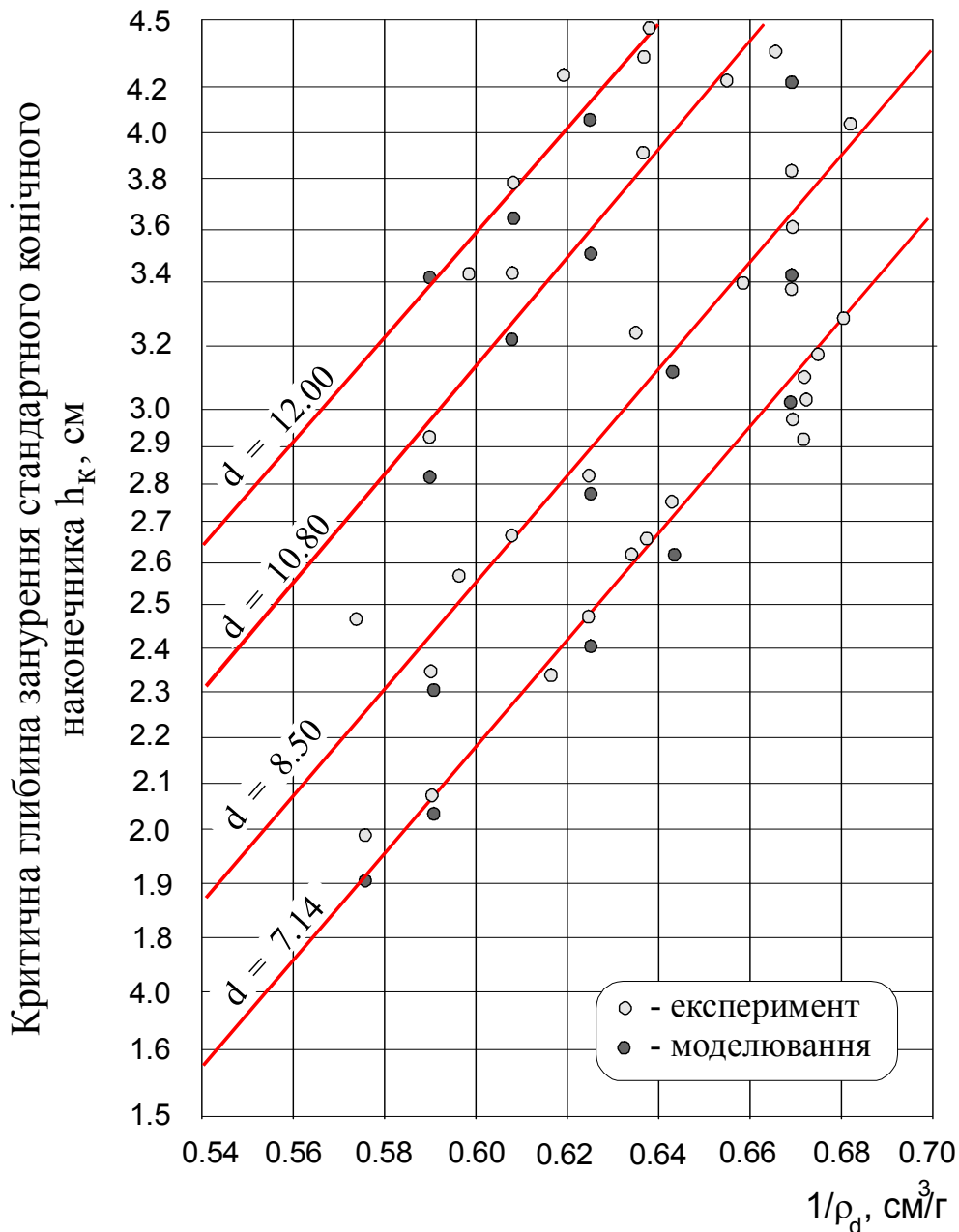


Рис. 5.57 – Порівняння експериментальних (дані М.Л. Зоценка) та змодельованих графіків залежності $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$

Цей графік аналітично виражається формулою

$$1/\rho_{di} = 1/\rho_{d0} + 1/\alpha \cdot \lg(h_{ki}/h_{k0}), \text{ см}^3/\text{г}, \quad (5.43)$$

де $1/\rho_{d0}$ та h_{k0} – координати граничної точки на прямій; $1/\alpha$ – кутовий коефіцієнт лінійного рівняння.

При моделюванні задачі вдавлювання в ґрунт описаного наконечника розрахункова область приймалась як циліндр із діаметром, що дорівнював внутрішньому діаметру кільця, і висотою 60 мм. Кількість прямокутних

СЕ – 108 (9x12) і вузлів – 367 постійні, при дещо змінному числі закріплених вузлів (48...58) у кожній розрахунковій схемі. Висота СЕ – 5 мм. Ширина СЕ, що безпосередньо примикають до вертикальної осі, 10 – 22 мм, а всіх наступних 3 – 5 мм (постійна для кожної схеми).

Приклад вихідної розрахункової схеми ($d = 8.50$ см; $\rho_d = 1.50$ г/см³) до задачі про занурення в ґрунт конічного наконечника подано на рис. 5.58, а. Горизонтальні та вертикальні примусові переміщення задавались лише для вузлів сітки СЕ, що лежать на вертикальній осі симетрії розрахункової області. Схема деформування ґрунту від удавлювання наконечника (при $h_k = 3.6$ см) наведена на рис. 5.58, б. Приклади ізоліній горизонтальних і вертикальних переміщень ґрунту за даними цього прикладу моделювання вдавлювання в нього пенетраційного наконечника представлені на рис. 5.59, а ущільнення ґрунту навколо цього конуса – на рис. 5.60. З останнього рисунка, зокрема, видно, що:

- максимальне значення щільності сухого ґрунту $\rho_d = 1.80$ г/см³ зафіксоване біля бічної поверхні конуса. З віддаленням від неї ущільнення ґрунту зменшується за певною степеневою залежністю;

- порівняно з первинною величиною значення ρ_d на межі зі стінкою кільця підвищилось на величину 0.02 г/см³, яку звичайно приймають за межу зони поширення ущільнення [79]. Тобто моделюванням можливо визначити розміри «зони впливу» від занурення наконечника в ґрунт.

Порівняння експериментальних і змодельованих графіків $h_k = f(1/\rho_d; d_k)$ дано на рис. 5.57. Маємо задовільну збіжність змодельованих й експериментальних значень критичної глибини занурення наконечника h_k (відносна різниця не перевищує 7%), хоча майже завжди змодельовані величини h_k були меншими за отримані в досліді.

Особливості математичного моделювання НДС основ численних різновидів найбільш поширеної в будівельній практиці підгрупи *фундаментів, які влаштовують із використанням ударного ущільнення ґрунту*, зумовлюються, головним чином, їх формою і геометричними розмірами та на прямих витиснення ґрунту. На етапі моделювання влаштування цих фундаментів для опису незворотних об'ємних деформацій ґрунту від примусових переміщень використовуються дані «швидких» компресійних випробувань ґрунту (при $\Delta t = 10 - 15$ секунд).

Забивні палі постійного поперечного перерізу. Через незмінність геометрії поперечного перерізу палі за довжиною стовбура на етапі моделювання її забивання всі вимушені переміщення осьових вузлових точок на кожному кроці (вниз і праворуч) приймають постійними [41, 77, 88]. Лише за наявності у палі вістря для його імітації останнє вимушене переміщення задається тільки вниз на висоту цього вістря. Розрахункова область задачі – циліндр.

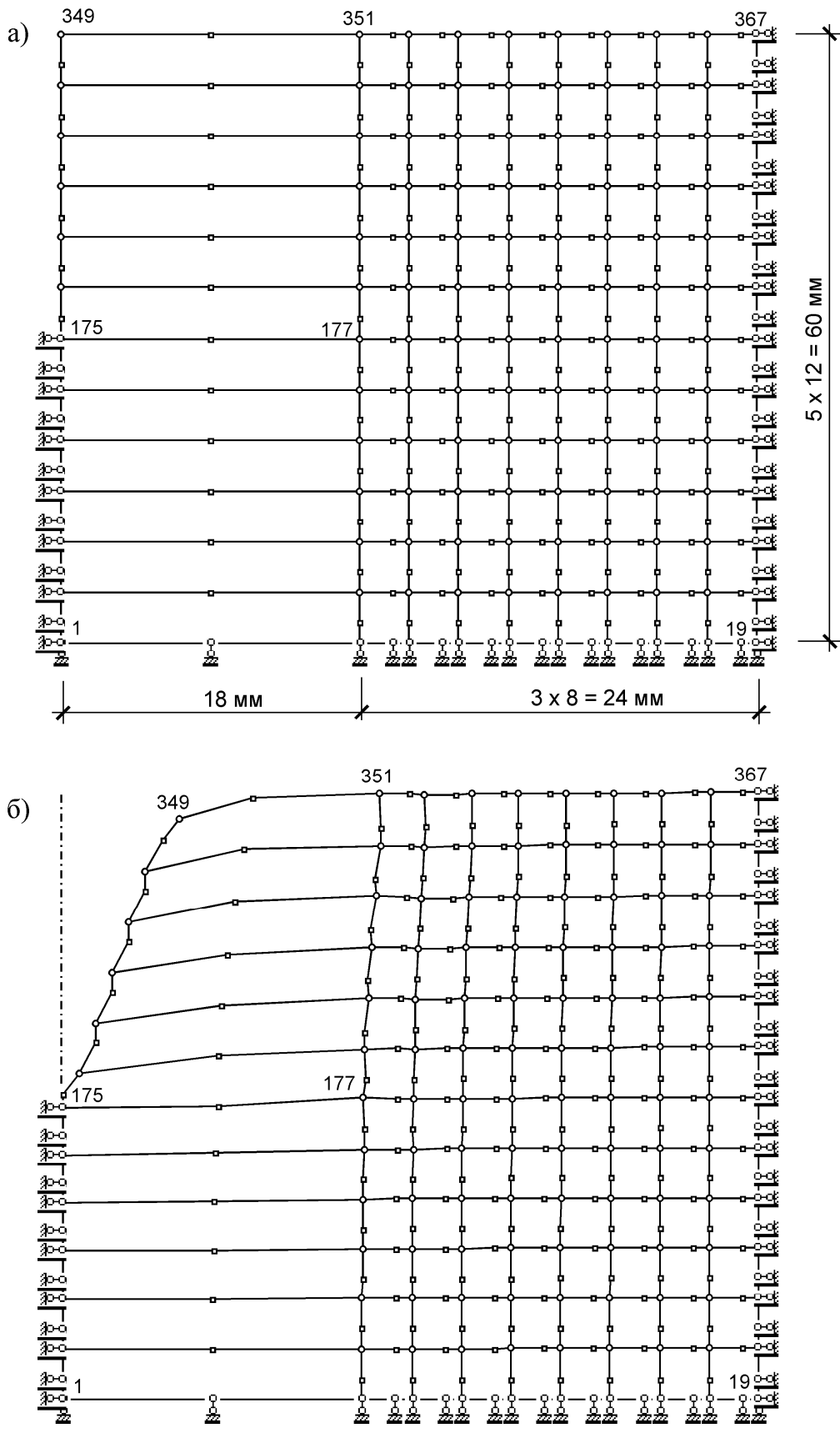


Рис. 5.58 – Приклад розрахункових схем МСЕ задачі про занурення в ґрунт кінчного наконечника ($d = 8.50$ см; $\rho_d = 1.50$ г/см³; $h_k = 3.6$ см):
а – вихідна; б – деформована

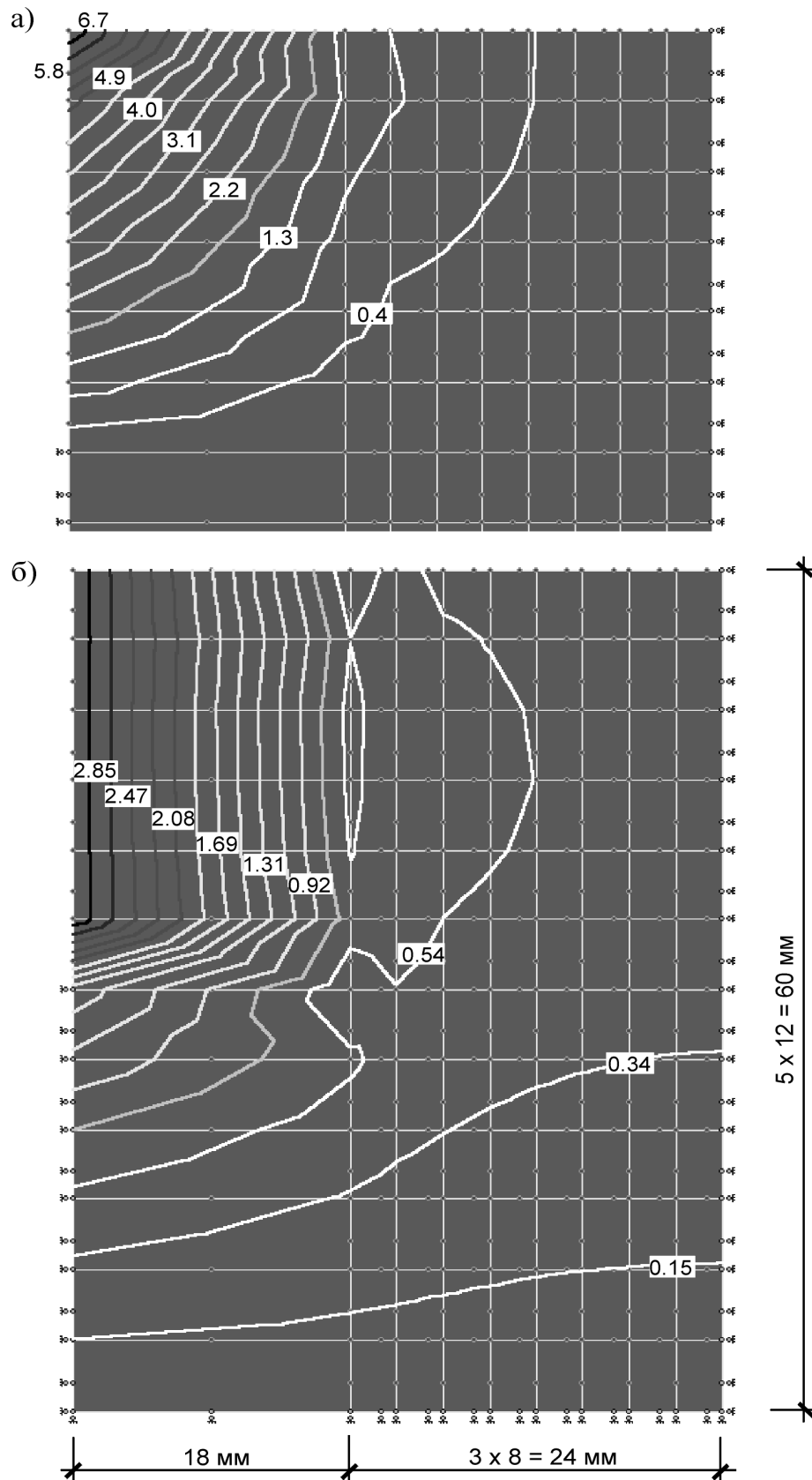


Рис. 5.59 – Ізолінії переміщень ґрунту в кільці діаметром 8.5 см від удавлення в нього пенетраційного наконечнику за моделюванням:
 а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямі

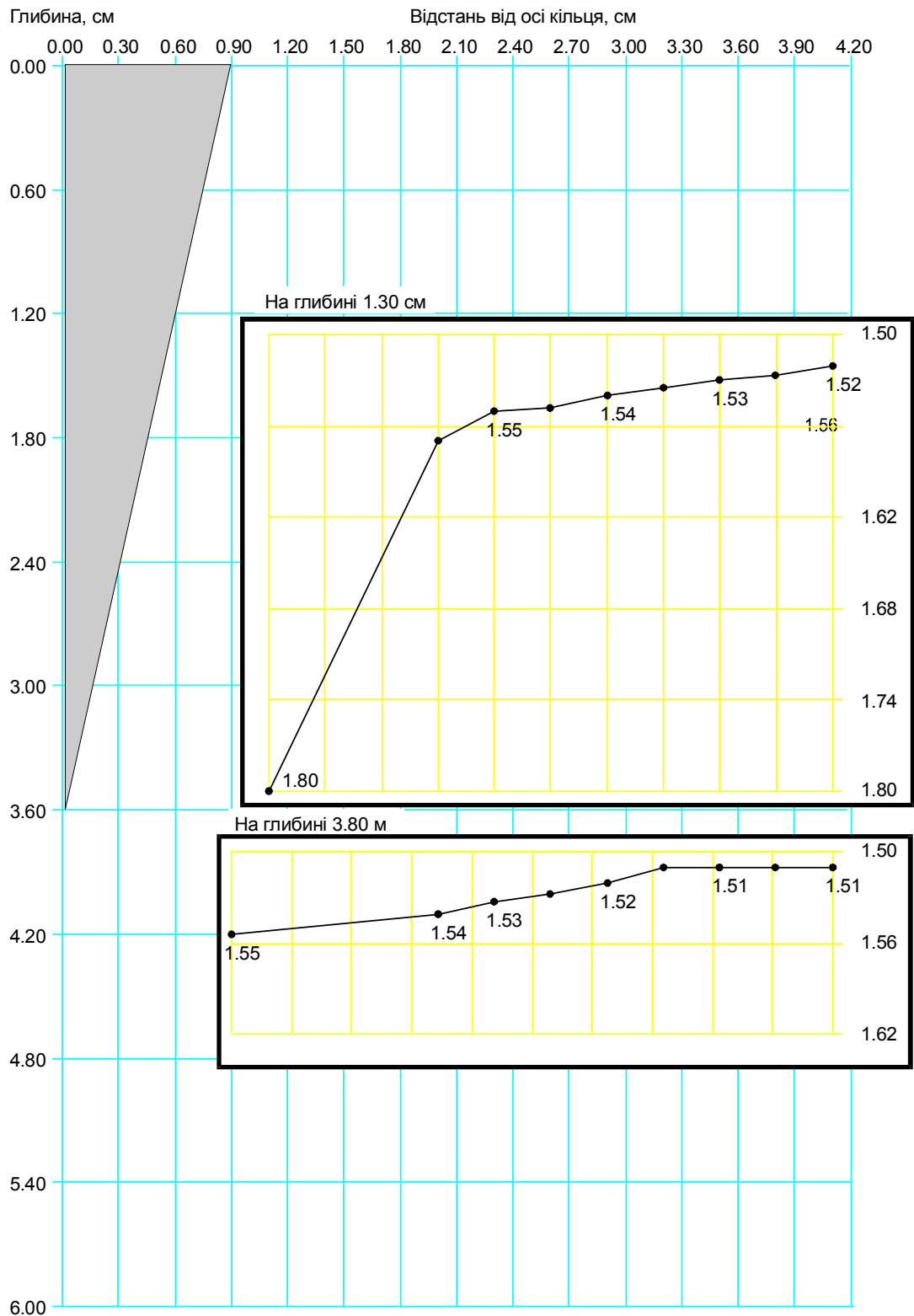


Рис. 5.60 – Ущільнення повітряно сухого піску, вкладеного й ущільненого до $\rho_d = 1.50 \text{ г/см}^3$ у кільці діаметром $d = 8.50 \text{ см}$, унаслідок удавлювання кінцевого наконечника на глибину $h_k = 3.6 \text{ см}$ за даними моделювання

Приклад вихідної схеми тришарової основи після занурення в неї палі С-9-30 наведено на рис. 5.61.

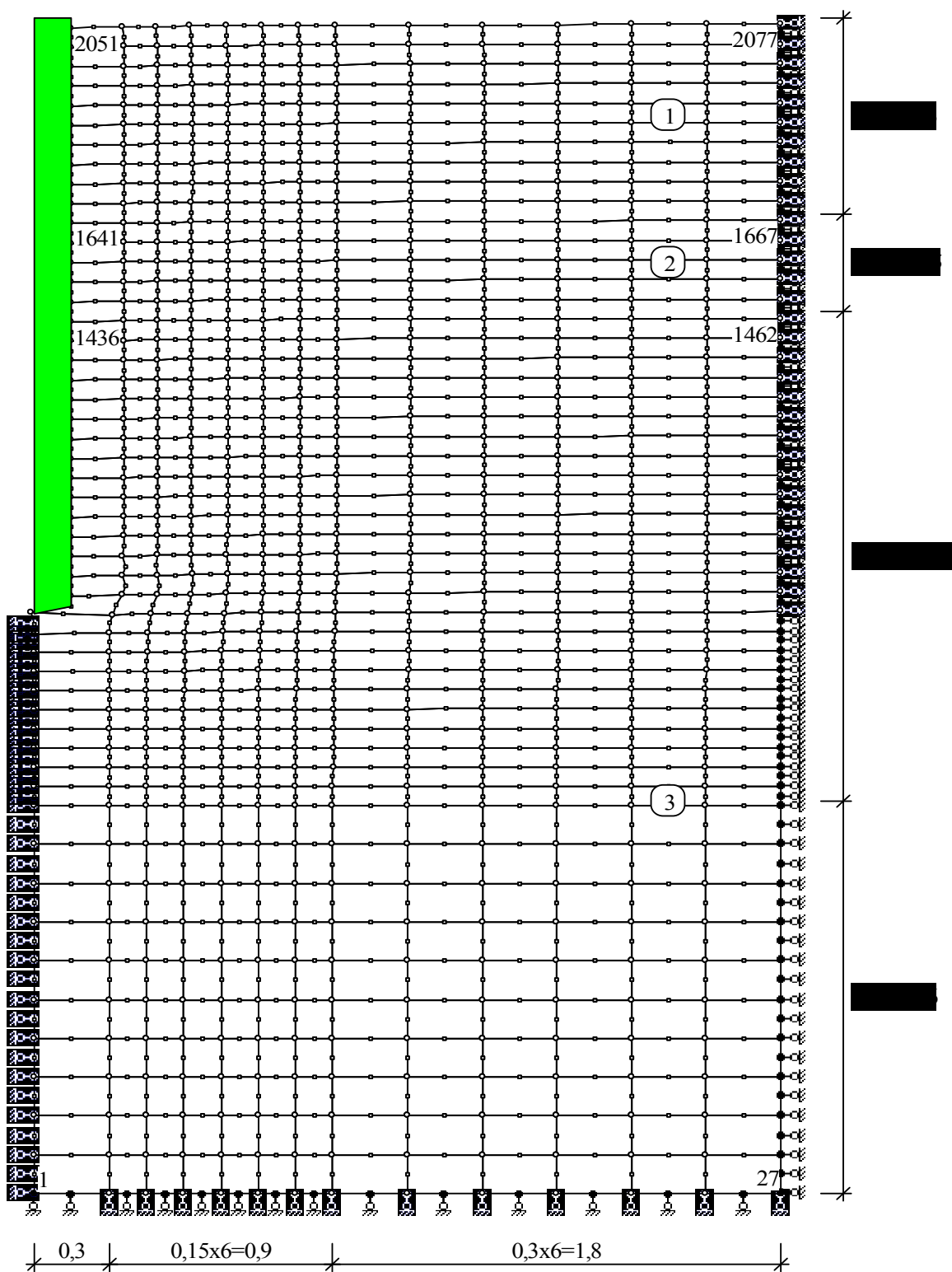


Рис. 5.61 – Приклад деформованої розрахункової схеми основи забивної призматичної палі С-9-30

Вихідна розрахункова зона містить 650 (13x50) СЕ у формі прямокутників і 2077 вузол, із яких 127 закріплених. Розміри СЕ на ній від 0.15x0.3 до 0.3x0.6 м. Розрахункова область – циліндр діаметром 6 м і

висотою 18 м. Значення вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок, крім останнього, складають по 130 мм, а вертикальних – 150 мм. Вплив початкового стану ґрунту на параметри його ущільнення навколо паль розглянуто на рис. 5.62 для забивної призматичної палі поперечним перерізом $b \times b = 30 \times 30$ см. Масив складено твердим і напівтвердим суглинком з $\rho_d = 1.33; 1.44; 1.52$ та 1.57 г/см³.

Із рис. 5.62 видно, що результати моделювання досить близькі до експериментальних даних. Безпосередньо біля бічної поверхні палі змодельовані значення щільністю сухого ґрунту дещо перевищують дані натурального експерименту, а надалі в межах зони достатнього ущільнення, навпаки, результати експерименту трохи більші за підсумки моделювання. Навколо бічної поверхні палі ущільнена зона як за моделюванням, так і за натурним експериментом має форму циліндра. Радіус зони достатнього ущільнення r_s при $\rho_{d,s} = 1.60$ г/см³ для вищенаведених природних станів ґрунту відповідно складає: 0.38 м за моделюванням (0.36 м у досліді); 0.49 м (0.61 м); 0.78 м (0.77 м); 0.89 м (0.87 м). Значення r_s при $\rho_{d,s} = 1.55$ г/см³ відповідно складають: 0.41 м (0.43 м); 0.57 м (0.69 м); 1.14 м (1.15 м).

Близькі між собою й експериментальні та змодельовані розміри зон поширення ущільнення, що відповідають збільшенню природних значень ρ_d на 0.02 г/см³. Таке ущільнення викликається зміщенням центра ваги відповідного СЕ на величину, що не перевищує 2 см. Діаметр такої зони деформації ґрунту навколо одиночної палі в горизонтальному напрямі за моделюванням сягає шести діаметрів її поперечного перерізу, що цілком відповідає даним натурних досліджень, наприклад, за А.О. Бартоломеем, ця величина визначена як шість-сім діаметрів поперечного перерізу палі.

Ізолінії переміщень ґрунту мають вигляд прямих, паралельних бічній грані палі, починаючи з глибини її занурення $2b \approx 60$ см (через їх досить простий вигляд картина ізоліній переміщень ґрунту від забивання в масив палі постійного поперечного перерізу не приведена). Залежність $r_s = f(\rho_d)$ вдало описується експоненційною функцією виду $r_s = a \cdot \exp(b \cdot \rho_d / \rho_{d,0})$, де a (розмірність – метри) та b – емпіричні коефіцієнти; $\rho_{d,0} = 1$ г/см³, при $\gamma = 0.96 - 0.99$. Як за моделюванням, так і за натурними даними, зі збільшенням природного значення ρ_d величина r_s криволінійно зростає до асимптот, які відповідають $\rho_d = 1.60$ та 1.55 г/см³. Це видно з рис. 5.63.

Аналогічно досліджувались і наведені параметри ґрунту під вістрям палі. Моделюванням встановлено утворення зони достатнього ущільнення на глибину $3 - 3.5b$ під вістрям палі й зростання модуля деформації ґрунту в цій зоні у 3 – 4 рази, що в цілому відповідає натурним дослідом [71].

Отже, встановлена можливість визначення достовірних параметрів ущільнення ґрунту навколо забивних паль постійного поперечного перерізу в межах рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ.

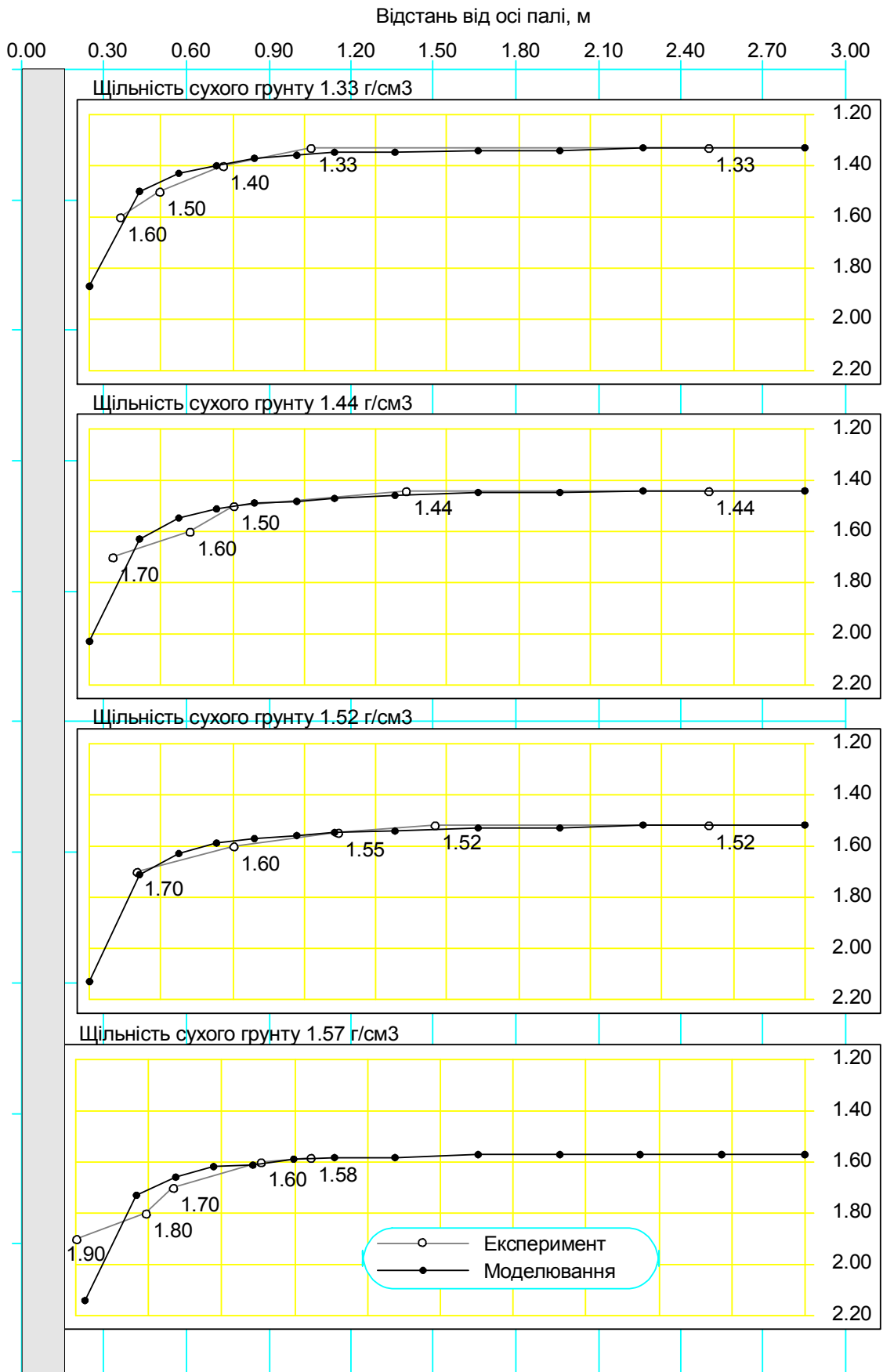


Рис. 5.62 – Ущільнення ґрунту навколо забивної палі перерізом 30x30 см при природній щільності сухого ґрунту: 1.33; 1.44; 1.52; 1.57 г/см³

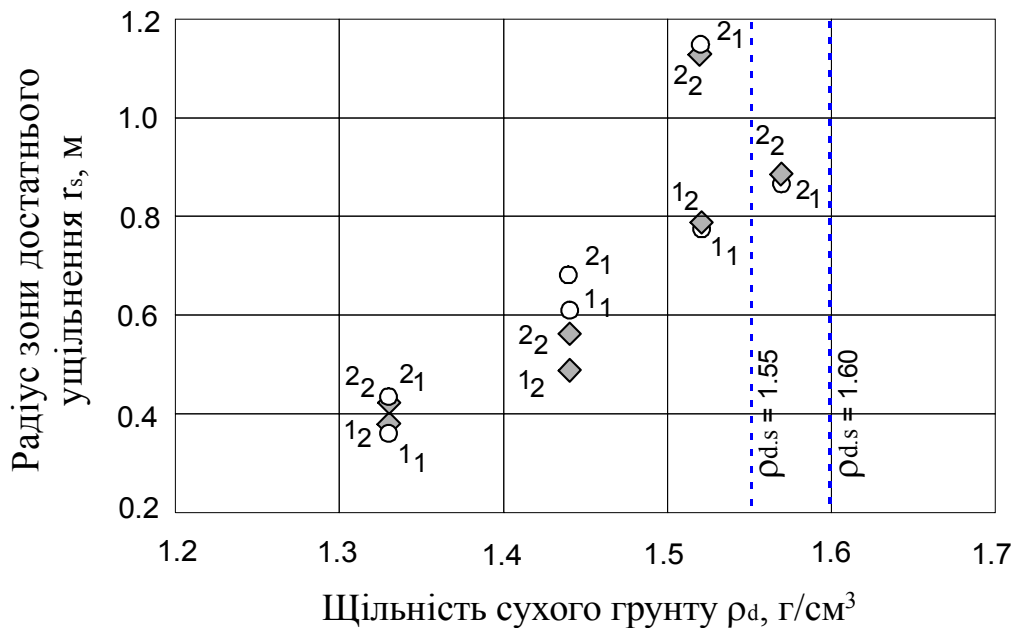


Рис. 5.63 – Залежність радіусу зони достатнього ущільнення ґрунту r_s навколо забивної палі поперечним перерізом 30x30 см від природної щільності сухого ґрунту: 1 – значення r_s при $\rho_d = 1.6 \text{ г/см}^3$; 2 – значення r_s при $\rho_d = 1.55 \text{ г/см}^3$; 1₁, 2₁ – дані експерименту; 1₂, 2₂ – дані моделювання

Властивості природного стану ґрунту і розміри поперечного перерізу палей на точність моделювання істотно не впливають, а от прийняття напрямку витиснення ґрунту й швидкості передачі тиску на нього впливають на збіжність результатів натурного та числового експериментів. Ці чинники суттєво впливають на значення параметрів ущільнення ґрунту навколо забивних палей постійного поперечного перерізу.

Умови моделювання забивних палей зі змінним за довжиною перерізом стовбура (пірамідальні, конічні з кутом конічності (до 4°), пірамідально-призматичні, біпірамідальні, ромбічні, плоскопрофільовані, булавоподібні, козлові) близькі до палей постійного поперечного перерізу. Розрахункова область задач – циліндр, а різниця в тому, що вимушені переміщення осьових вузлових точок на кожному кроці (униз і праворуч) приймають не постійними, а змінними залежно від розмірів поперечного перерізу палей.

Особливості моделювання занурення цих палей розглянемо на прикладі конічних палей із малим кутом конічності. Палю СПК-3-35 (довжиною 3 м, діаметром голови $D = 33.5 \text{ см}$ і діаметром нижнього поперечного перерізу $d = 29 \text{ см}$) на глибину 2.8 м забили трубчастим дизель-молотом С-996 в тугопластичну легку піщаву глину. Дослідні дані А.Б. Пономарева [157].

У числових дослідженнях використана та ж вихідна схема поділу розрахункової зони на СЕ, що й для палей постійного поперечного перерізу. При цьому величини вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок монотонно зменшувалися (згори – донизу) – від 166 до 145 мм. Порівняння графіків зміни модуля деформації навколо палей за

моделюванням і дослідом подано на рис. 5.64. Слід сказати, що дослідні дані [157] наведені лише у вигляді ізоліній, що трохи ускладнює порівняння в проміжку між дослідними значеннями $E = 18.4$ і 10.2 МПа. В цілому ж, дані моделювання й експерименту досить близькі між собою.

Аналогічно забивним палям постійного поперечного перерізу зростання модуля деформації глинистого ґрунту в зоні достатнього ущільнення складає 3 – 4 рази. Навколо бічної поверхні палі ущільнена зона за моделюванням і експериментом має форму наближену до зрізаного прямого кругового конуса, що зменшується донизу.

Як експериментально встановлено фахівцями КНУБА, ОДАБА, ПолтНТУ й ін., *короткі пірамідальні забивні палі* квадратного поперечного перерізу (з максимальним розміром голови $b_p \times b_p = 90 \times 90$ см при розмірі вістря $b'_p \times b'_p = 7 \times 7, 10 \times 10$ см) і довжиною 1.5 – 4.0 м із кутом між вертикаллю і гранню 4 – 12° через значну конічність стовбура при занурюванні формують навколо бічної поверхні більш розвинену зону ущільненого ґрунту порівняно з палями постійного поперечного перерізу. Ущільнена зона під вістрям пірамідальних палей не перевищує 10 – 20 см, що значно менше ніж для палей постійного поперечного перерізу.

Особливості моделювання занурення пірамідальних палей такі [32]: розрахункова область об'єднує нижній циліндр і верхній зрізаний конус; вихідна форма СЕ не лише у вигляді прямокутників, але й прямокутних трапецій та паралелограмів; напрямки вимушених переміщень осьових вузлів сітки СЕ звичайно приймають перпендикулярним бічній поверхні палі.

Приклад схеми деформування основи від забивання короткої пірамідальної палі дано на рис. 5.65.

Ділянку складено лесовим суглинком із природною щільністю сухого ґрунту $\rho_d = 1.44$ г/см³. Коротка пірамідальна паля перерізом голови $b_p \times b_p = 40 \times 40$ см і вістря 7x7 см занурена на глибину 134.6 см (результати досліду надані А.І. Догадайло). Вихідна розрахункова схема включала 200 СЕ (прямокутників із розмірами від 0.10x0.20 до 0.40x0.40 м; прямокутних трапецій – від 0.10 (0.143)x0.20 до 0.357 (0.40)x0.20 м; паралелограмів – від 0.10x0.20 до 0.40x0.20 м) і 661 вузол, із яких 87 закріплених.

Максимальні горизонтальні примусові переміщення вузлів сітки СЕ на вертикальній осі симетрії розрахункової області (200 мм) при моделюванні занурення палі задавались для вузла 641, а мінімальні (35 мм) – для вузла 417 (рис. 5.65).

Ізолінії переміщень ґрунту за даними моделювання занурення пірамідальної палі представлені на рис. 5.66. На ньому діапазон цих переміщень у горизонтальному напрямку склав від 9 до 172 мм (найбільші значення переміщень – навколо голови палі), а у вертикальному – від 5 до 95 мм (найбільша концентрація переміщень – під вістрям палі).

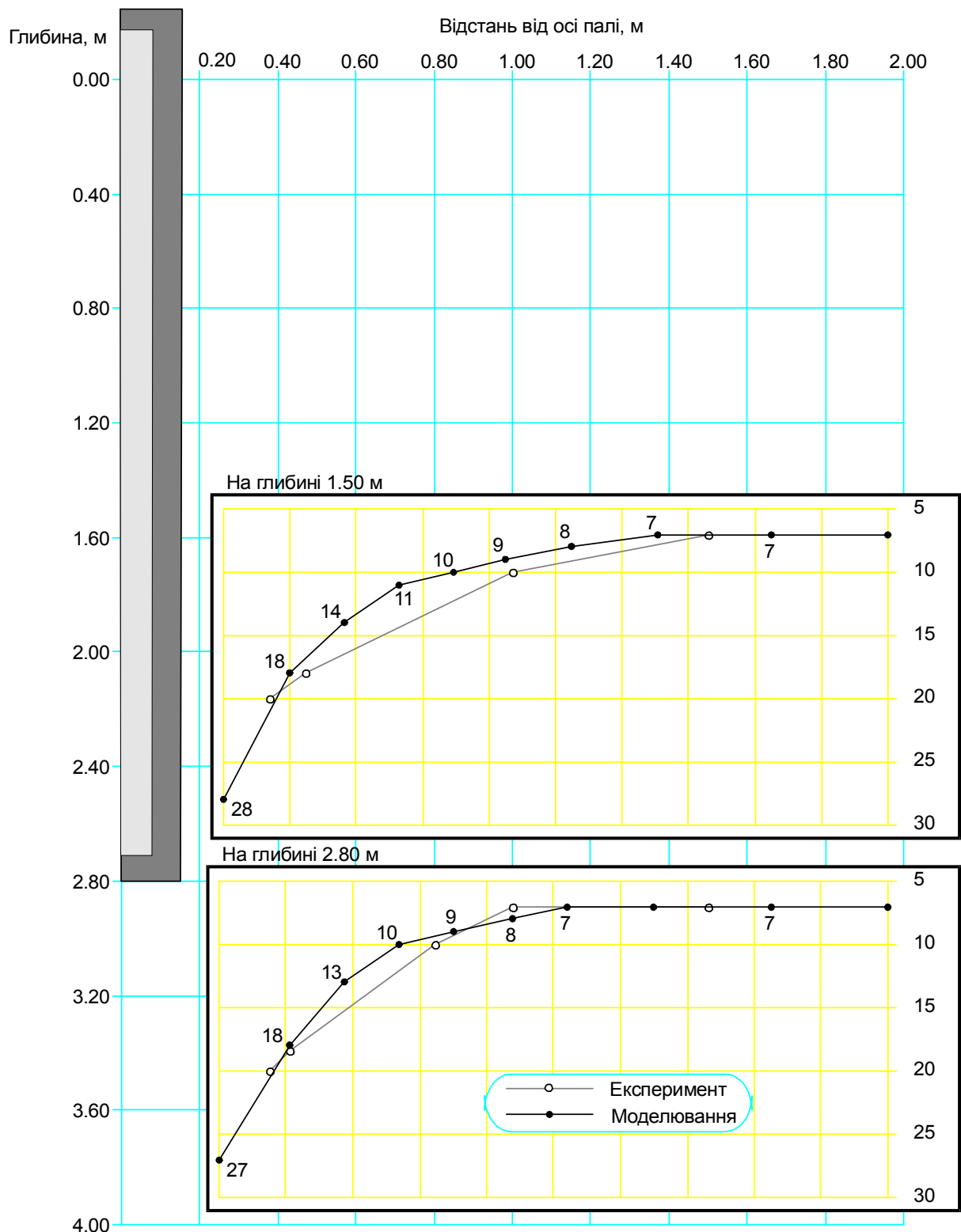


Рис. 5.64 – Порівняння зміни модуля деформації ґрунту навколо забивної палі з малим кутом конічності (довжина 3 м, діаметр голови $D = 33.5$ см, діаметр нижнього поперечного перерізу $d = 29$ см) за даними досліду та моделювання

Із порівняння результатів моделювання ущільнення ґрунту навколо палі та даних натурального експерименту, наведених на рис. 5.67, можна побачити їх задовільну збіжність. Поряд із бічною гранню палі (в межах

«грунтової сорочки») звичайно змодельовані значення щільності сухого ґрунту дещо вищі від їх дослідних аналогів, а в межах $b...2b$ від осі палі, де b – діаметр поперечного перерізу пірамідальної палі на глибині, що розглядається, навпаки. Надалі результати числового та натурного експериментів практично збігаються.

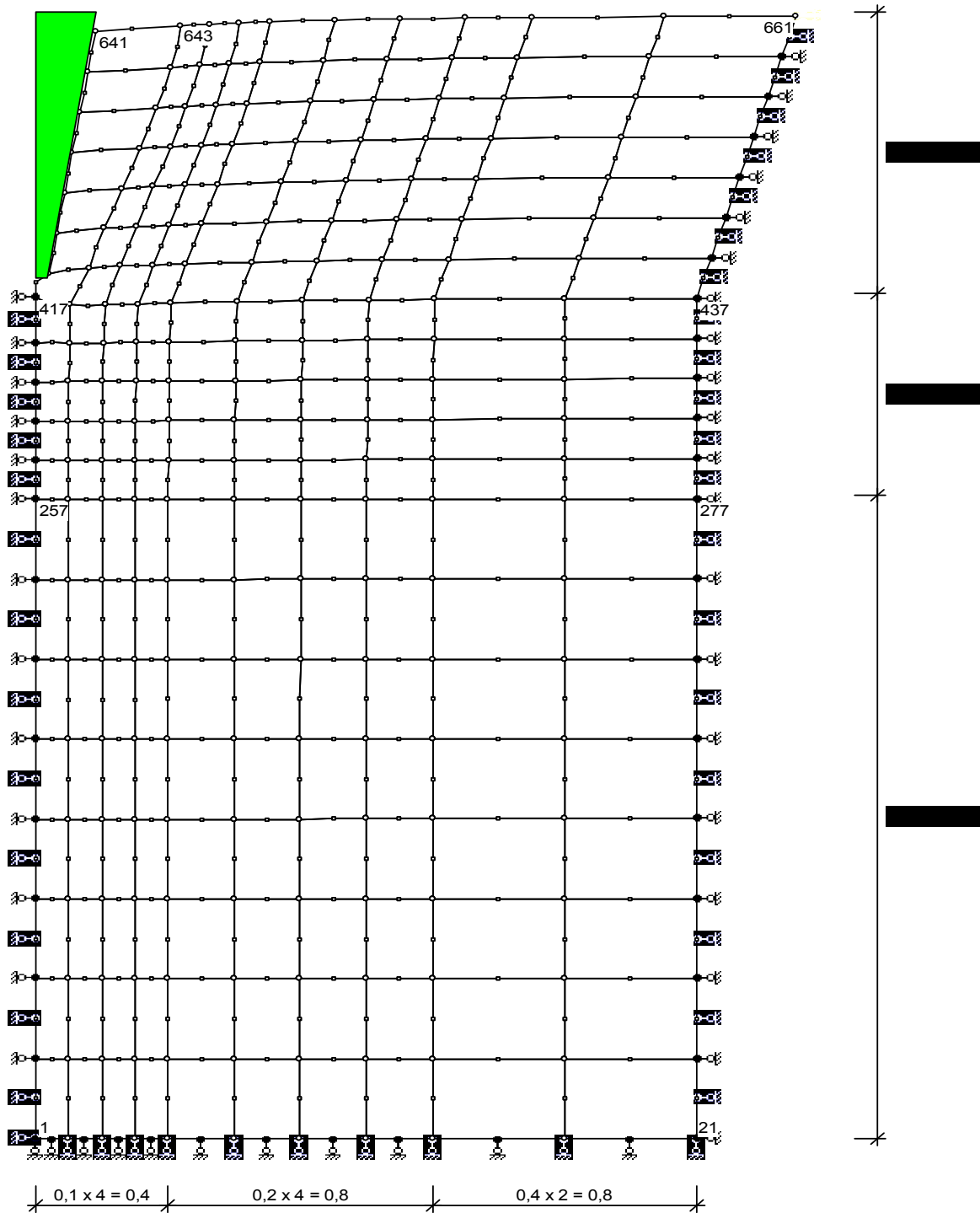


Рис. 5.65 – Схема деформування основи від занурення короткої пірамідальної палі за даними математичного моделювання

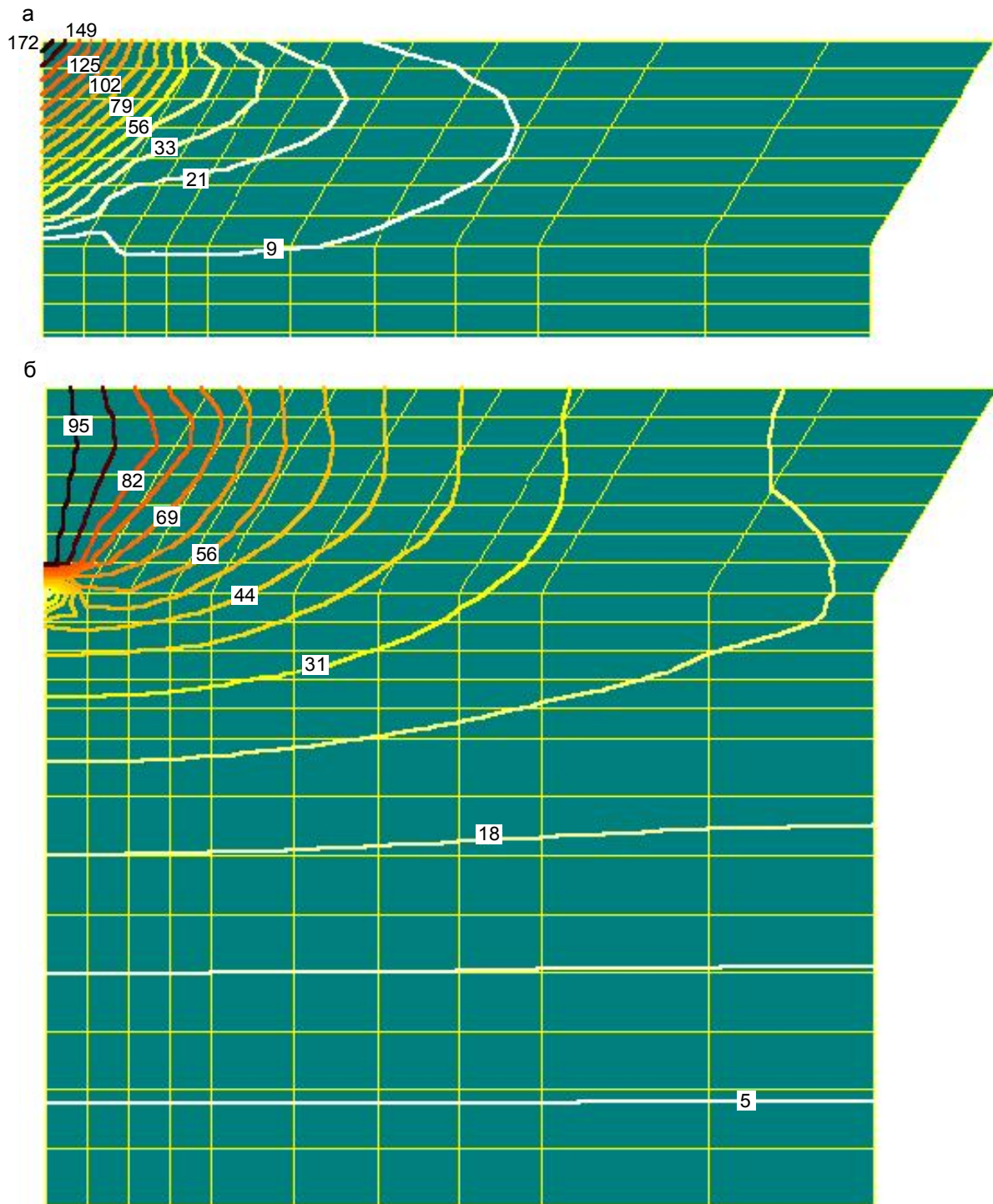


Рис. 5.66 – Ізолінії переміщень ґрунту внаслідок занурення короткої пірамідальної палі за результатами моделювання:
 а – у горизонтальному напрямкові; б – у вертикальному напрямкові

За вищеподаною методикою порівняні параметри ущільнених зон навколо коротких пірамідальних палей різних типорозмірів у піщаних і глинистих ґрунтах за даними моделювання й натурних дослідів. Останні отримані в ПолтНТУ методами penetрації, статичного зондування ґрунту розширеним конічним наконечником і ріжучих кілець [79, 210, 282].

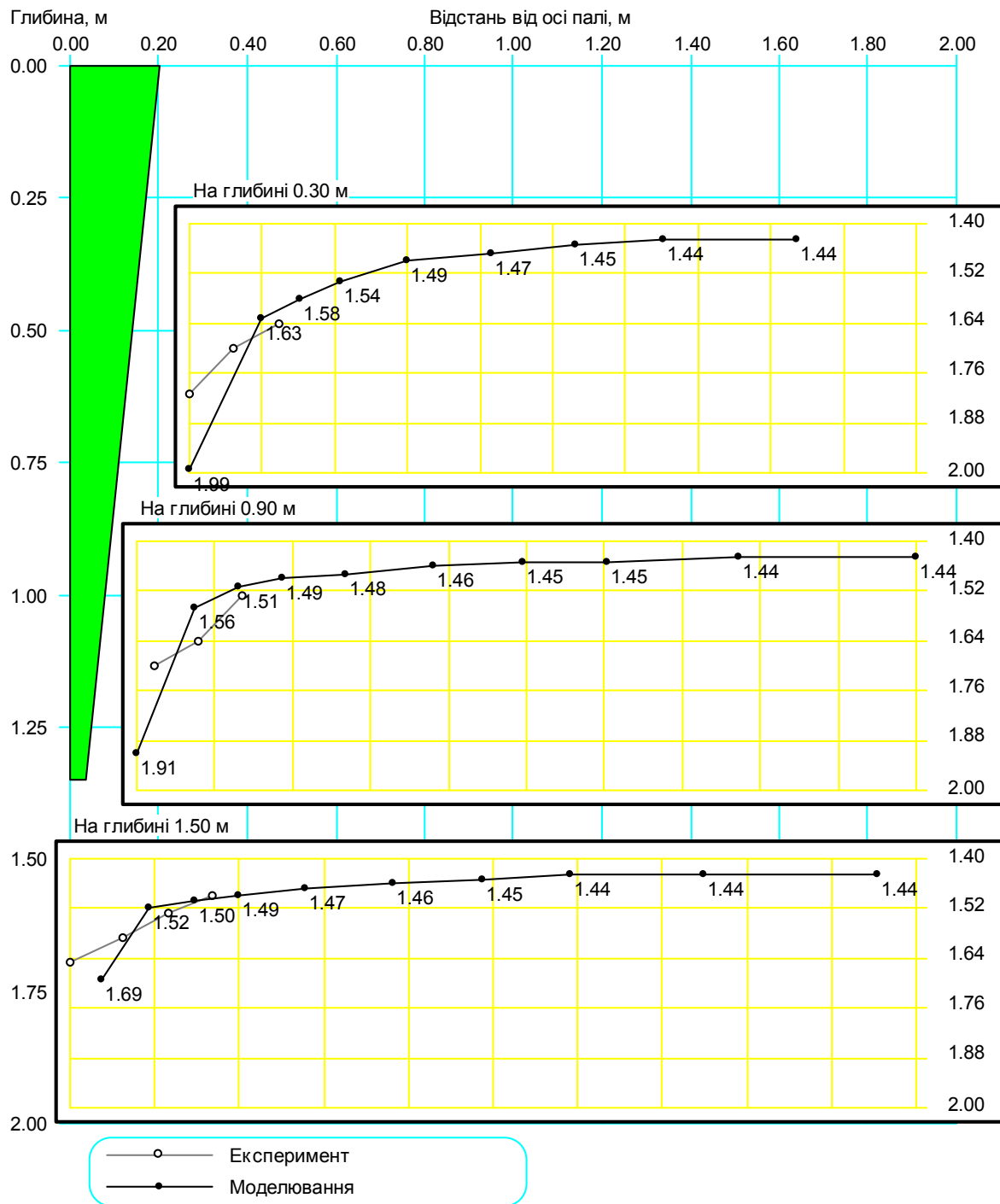


Рис. 5.67 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту ρ_d навколо пірамідальної палі за даними моделювання й натурального експерименту

Порівняння даних моделювання та натурних вимірів параметрів зони достатнього ущільнення ґрунту D навколо коротких пірамідальних палей подано на рис. 5.68. Співвідношення D/b_p за М.Л. Зоценком представлені залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту масиву φ за експоненційною функцією [79]. Для результатів моделювання залежність $D/b_p = f(\varphi)$ $D/b_p = 1.58 \cdot \exp(0.023 \cdot \varphi)$, при $r = 0.92$ та $v = 0.07$.

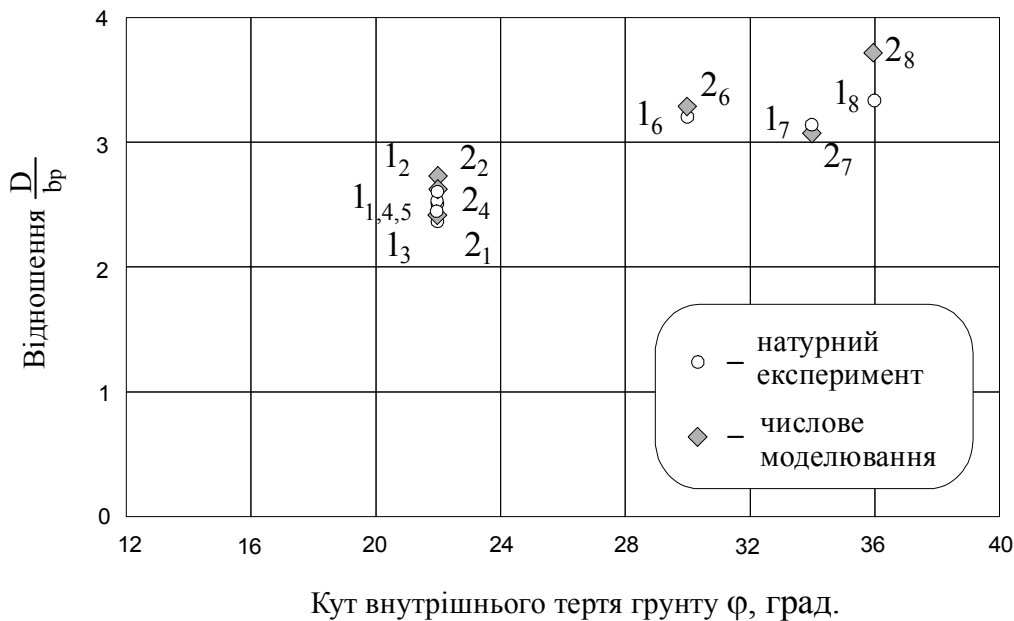


Рис. 5.68 – Залежність співвідношення D/b_p від кута внутрішнього тертя ґрунту ϕ : 1₁, 1₂, ..., 1₈ – експеримент; 2₁, 2₂, ..., 2₈ – моделювання

Відносна похибка між даними моделювання та натурних вимірів звичайно не перевищує 6% і лише в двох випадках трохи більша за 10%, тобто маємо цілком задовільну їх збіжність. Отже, при числовому моделюванні на наведені значення характеристик ґрунту навколо короткої пірамідальної (конічної) палі суттєво впливають природна щільність ґрунту масиву та геометричні параметри палі.

Порівняння розмірів ущільнених зон навколо паль із постійним перерізом стовбура, конічних паль із малим кутом конічності і коротких пірамідальних паль показало, що при близьких поперечних розмірах паль діаметр їх ущільнених зон зростає зі збільшенням кута конічності паль і кута внутрішнього тертя ґрунту, а висота цих зон під вістрям паль, навпаки, зменшується зі збільшенням кута конічності паль.

Залізобетонні *блоки й оболонки* занурюють у ґрунт палейним обладнанням на глибину 1.2 – 2.0 м, а іноді їх установлюють у порожнину, утворену забивним штампом. Певну популярність з них мають:

- суцільні блоки [114] призматичні, конічні (пірамідальні) з кутом нахилу $\alpha = 3 - 5^\circ$, висотою 2 м і розмірами середнього поперечного перерізу 60x60 см та 100x100 см, іноді пірамідальні з розширенням донизу, іноді пірамідальні із зубчастою подошвою (Голубков В.М.) висотою 2 м;

- пустотілі клиноподібно-пірамідальні, пірамідальні блоки (Тугаєнко Ю.Ф.) висотою 1.2 м, розмірами середнього поперечного перерізу 100x100 см та 105x115 см, із товщиною стінки 200 мм згори й 50 мм знизу, а також конічні оболонки (Швець В.Б.) СТЗ – висотою 1.5 і 2.0 м, верхнім діаметром 130 см і 103 – 110 см із товщиною стінки 100 мм і ФКЦ – висотою 1.4 – 1.95 м, які розширюються донизу (118 – 213 см);

– фундаменти-оболонки (Рибаков А.В. [54]), які встановлюють на ущільнені «щілики» ґрунту після виймання порожнистого конічного штамп (з кутом нахилу утворюючої $\alpha = 45^\circ$, висотою 1 – 1.8 м, діаметром 1 – 1.1 м), що забивають дизель-молотом із масою ударної частини 2.5 т.

Перелічені рішення не універсальні. Натурні дослідження для цих фундаментів епізодичні. Тому кожного разу виникає необхідність обґрунтування проектного варіанта, що, звичайно, збільшує його вартість. За таких умов раціонально використовувати математичне моделювання процесів улаштування й наступної роботи забивних блоків і оболонок.

Натурні досліди показали, що на відміну від коротких пірамідальних (конічних) паль під подошвою забивного блока формується значно більша частина об'єму ущільненої зони через пріоритетне витиснення ґрунту вниз (вертикально чи з деяким відхиленням від вертикалі).

Тому при моделюванні забивання блока в ґрунтовий масив:

- розрахункова область має циліндричну форму;
- вихідна форма СЕ – прямокутники (при цьому не обов'язково виконання співвідношень між розмірами СЕ і вимушених переміщень);
- вимушені переміщення (вертикальні чи дещо відхилені від вертикалі) задають для вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області. Всі переміщення можуть бути задані за один ступінь.

Як приклад розглянемо моделювання забивання суцільного блока висотою 2 м з верхнім перерізом 115x115 см і нижнім 93x93 см (площа основи $A = 1.0 \text{ м}^2$) у твердий суглинок з $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ [114]. Вихідна розрахункова зона містить 375 (15x25) прямокутних СЕ й 1206 вузлів, із яких 129 закріплених. Розміри СЕ від 0.25x0.25 до 0.5x2.0 м. Розрахункова область задачі являє циліндр діаметром 10 м і висотою 18 м. Значення вимушених вертикальних переміщень вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області – 2.0 м. Зміна щільності сухого ґрунту в межах ущільненої зони під блоком за даними моделювання і натурального дослідження подана на рис. 5.69. Безпосередньо під подошвою блоку змодельовані наведені значення ρ_d до 5% перевищують дані експерименту, а нижче в межах зони достатнього ущільнення результати експерименту до 2 – 3% більші за дані моделювання. В обох випадках форма ущільненої зони – зрізаний еліпсоїд обертання, вісь якого збігається з вертикальною віссю блока. Висота зони достатнього ущільнення під подошвою блока за експериментом склала $h_s = 2.4 \text{ м}$, а за даними моделювання $h_s \approx 2.2 \text{ м}$.

При зменшенні площі основи блока до 0.36 і 0.2 м^2 (квадратного поперечного перерізу 0.6x0.6 і 0.45x0.45 м, що незмінне за висотою) й тій же глибині занурення величина h_s зменшилась за експериментом відповідно до 1.2 та 0.8 м, а за моделюванням до 1.05 і 0.7 м (відносна похибка до 12.5%). Це пояснюється тим, що зі зменшенням площі основи блоку зменшується й частка ґрунту, що витискується вниз, а не в бік від

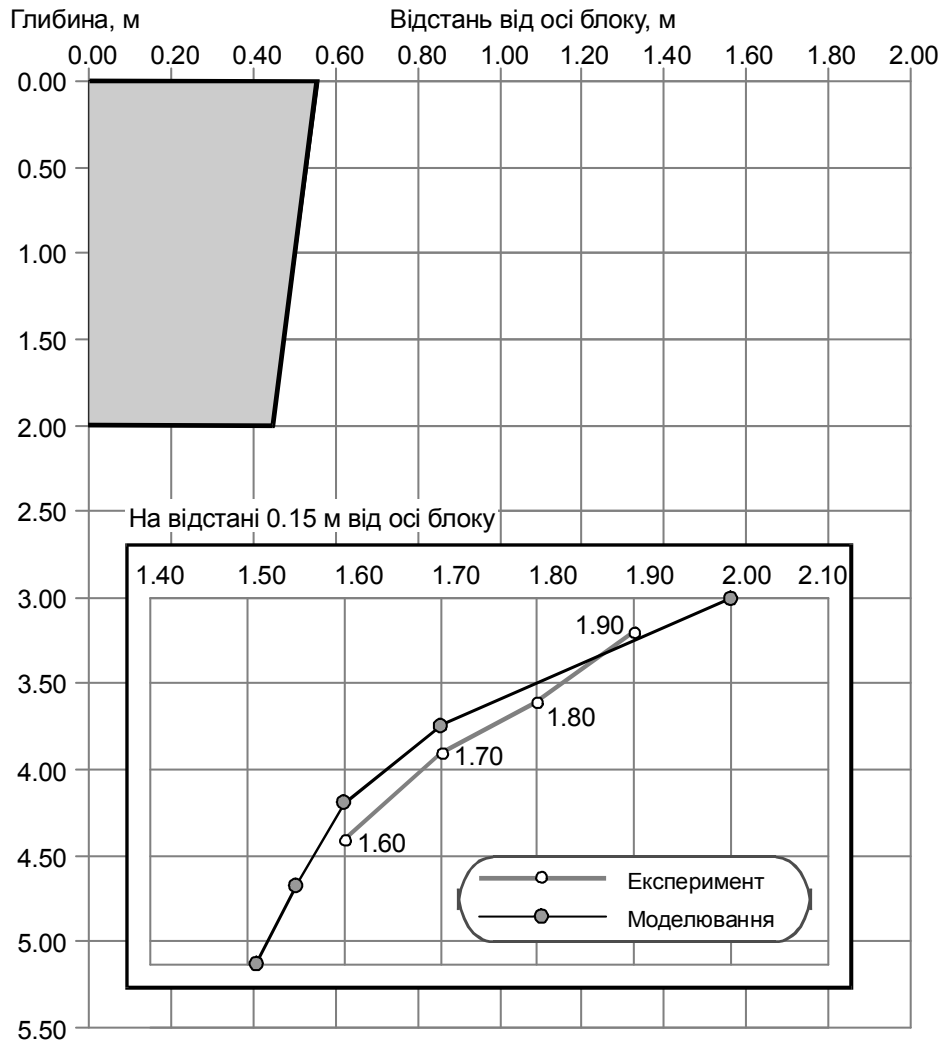


Рис. 5.69 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту під забивним суцільним блоком висотою 2.0 м із верхнім поперечним перерізом 115x115 см і нижнім 93x93 см у твердому суглинку з $\rho_d = 1.43 \text{ г/см}^3$ за моделюванням та натурним експериментом

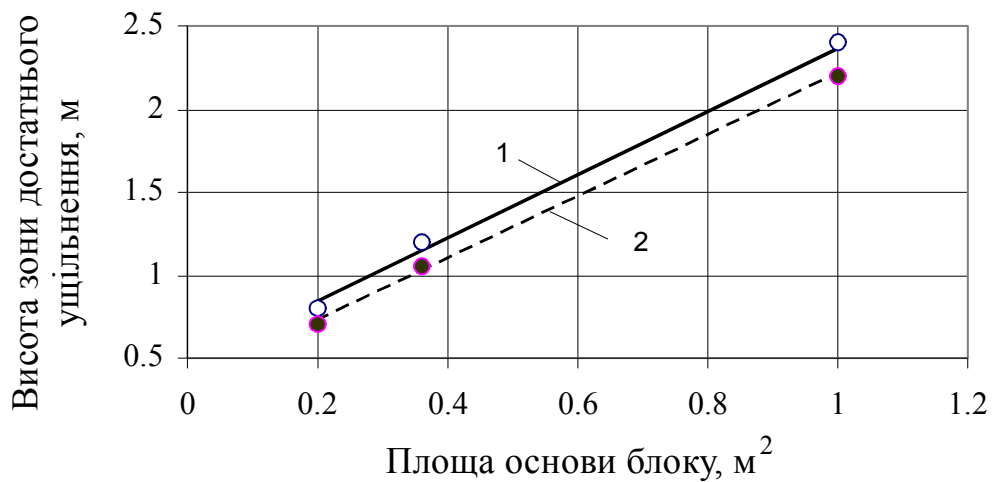


Рис. 5.70 – Залежність висоти зони достатнього ущільнення ґрунту під забивним блоком від площі основи: 1 – експеримент; 2 – моделювання

блока. Тобто зі зменшенням поперечного перерізу робота блока все більше нагадує роботу забивної палі.

Графік залежності висоти зони достатнього ущільнення ґрунту під подошвою суцільного забивного блока від площі його основи $h_s = f(A)$ подана рис. 5.70. Як за результатами експерименту, так і за даними моделювання ця залежність лінійна

$$h_s = a_0 + a_1 \cdot A, \quad (5.44)$$

де $a_0=0.445$ м й $a_1 = 1.964$ 1/м – значення емпіричних коефіцієнтів за даними натурних досліджень при $r=0.999$ та $v=0.042$; $a_0=0.353$ м і $a_1 = 1.853$ 1/м за результатами моделювання при $r=0.999$ та $v=0.029$.

Моделюванням підтверджено висновок В.І. Крутова про те, що «ефективність ущільнення ґрунту» залежить від: 1) його природної щільності; 2) площі подошви забивних суцільних блоків, кута нахилу їх граней і глибини занурення; 3) енергії ударів молота та режиму забивання.

Особливість моделювання забивання штампу під фундамент-оболонку розглянуть в роботах авторів [33, 36] і полягає в тому, що вимушені вертикальні переміщення мають однакові значення для вузлових точок СЕ верхньої межі розрахункової області, що розташовані ближче до її вертикальної осі (імітують занурення верхньої горизонтальної частини штампа), і монотонно збільшуються з віддаленням від цієї осі (імітують занурення порожнистої конічної частини штампа).

На базі натурних досліджень [47, 79, 83, 140, 175] автори створили інженерну методику розрахунку *набивних паль у пробитих свердловинах* (НППС) [158]. За нею параметри розширених і ущільнених зон цих паль установлюють залежно від параметрів трамбівок, матеріалу розширення, фізичних властивостей ґрунту, відстанню між осями НППС. Та через численність видів сучасних НППС, їх типорозмірів, технологій зведення, ґрунтових умов, у яких їх застосовують, використання експериментально-аналітичної методики подекуди пов'язане з певними припущеннями, а отже, й похибками в розрахунках. Тому для оцінювання НДС основ НППС [29, 81, 175, 281] застосовано рішення вісесиметричної задачі МСЕ.

Наявність у НППС розширень складної геометричної форми суттєво ускладнює задачу моделювання НДС їх основ. Особливістю моделювання утворення НППС порівняно з пірамідальними і конічними палями є задавання перемінних за величиною (зокрема, для імітації влаштування розширення) вимушених переміщень осьових вузлів сітки СЕ.

Розглянемо типове порівняння результатів моделювання влаштування й наступної роботи НППС із даними натурних досліджень. Ці дослідження одиночної НППС проведені на ділянці в м. Кобеляки Полтавської області, складеній із поверхні суглинком із природними значеннями характеристик: $W_L=0,28$; $W_P=0,19$; $w=0.14$; $\rho=1,64$ г/см³; $e=0.98$. Параметри дослідного НППС: глибина пробитої свердловини $h_k=3,5$ м; її діаметр $b_p=0.50$ м;

об'єм утрамбованого в розширення щебню $V_{\text{ст}}=1.25 \text{ м}^3$. Максимальний діаметр розширення за даними натурних вимірів склав 1220 мм. Значення наведених властивостей ґрунту навколо НППС досліджувались шляхом пошарового розкопування з відбором ґрунту в ріжучі кільця об'ємом 140 см^3 та з їх наступними лабораторними дослідженнями.

Розрахункова схема задачі для моделювання влаштування НППС містить 300 восьмивузлових ізопараметричних СЕ у формі прямокутників із розмірами від 0.20×0.50 до 1.20×1.00 м та 971 вузол, із яких 89 закріплених. Розрахункова область – циліндр діаметром 12.0 м і висотою 12.5 м. Для моделювання пробивання порожнини під стовбур НППС величини горизонтальних і вертикальних примусових переміщень вузлових точок (941; 925;...; 690) СЕ, що лежать на вертикальній осі симетрії розрахункової області, задавались по 250 мм. Для імітації утворення розширення максимальне значення горизонтального примусового переміщення вузлової точки (565) СЕ досягало 610 мм при незмінній величині вертикального переміщення – 250 мм. Фрагмент схеми деформування масиву від пробивання свердловини й утрамбовування щебню в її дно та стінки наведений на рис. 5.71. Кількість вузлових точок із заданими переміщеннями – 22.

Фрагменти розподілу ізоліній горизонтальних і вертикальних переміщень ґрунту від пробивання свердловини й утрамбовування в неї жорсткого матеріалу для створення розширення подані на рис. 5.72.

Із нього видно, що найбільші значення горизонтальних переміщень утворюються безпосередньо навколо розширення (рис. 5.72, а). Переміщення у вертикальному напрямі мають досить постійні значення як за всією глибиною пробитої свердловини, так і поряд із розширенням та під ним (рис. 5.72, б). Узагалі ж, геометрична форма ізоліній вертикальних переміщень має більш складний характер під розширенням НППС.

Урахування змін об'ємів СЕ внаслідок переміщень їх вузлів на кожному кроці влаштування НППС дають можливість прогнозу наведених величин фізико-механічних властивостей ґрунтів навколишнього масиву. Порівняння графіків зміни щільності сухого ґрунту ρ_d поряд зі стовбуром НППС (глибина 3.0 м), біля розширення (4.2 м) і під розширенням (5.4 м) за моделюванням й експериментом подано на рис. 5.73. З нього бачимо, що дослідні та змодельовані значення ρ_d як навколо стовбура й розширення НППС, так і під низом розширення близькі між собою.

Убування щільності сухого ґрунту від бічної поверхні НППС, за даними моделювання, краще за інших описується експоненційною залежністю (при $r=0.97 - 0.99$ і $v=0.003 - 0.020$). Близькі значення цих же показників і за обробкою тією ж функцією дослідних даних. Різниця у значеннях поперечного діаметра зони достатнього ущільнення ґрунту, за даними моделювання і натурних досліджень, не перевищує 10%.

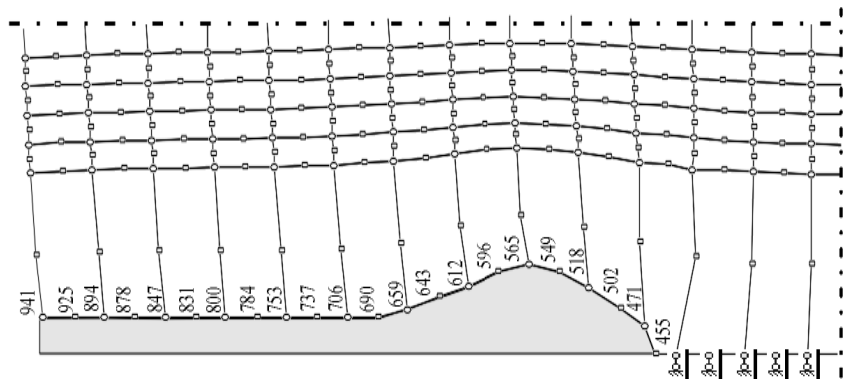


Рис. 5.71 – Фрагмент схеми деформування основи від улаштування НППС за даними числового моделювання

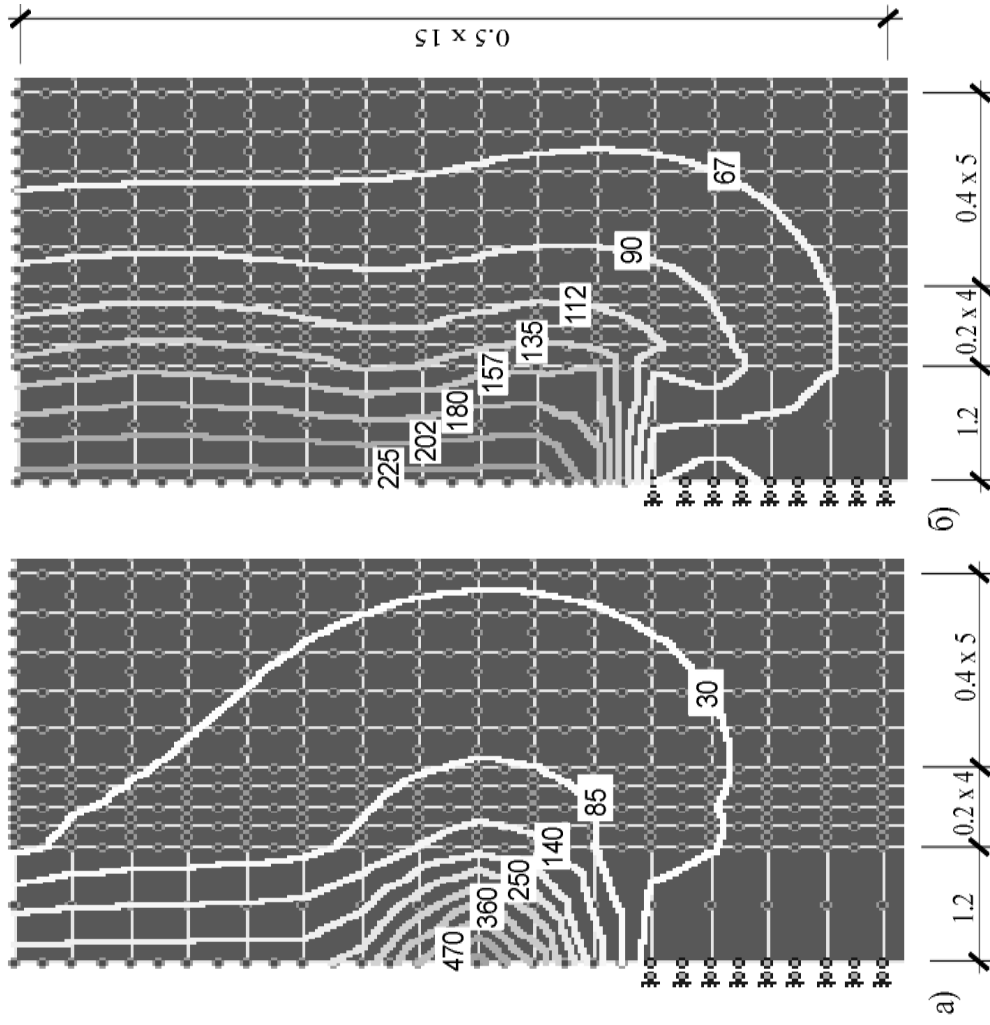


Рис. 5.72 – Фрагменти ізольній переміщень ґрунту від пробивання свердловини і створення розширення за результатами моделювання:
а – у горизонтальному; б – у вертикальному напрямках

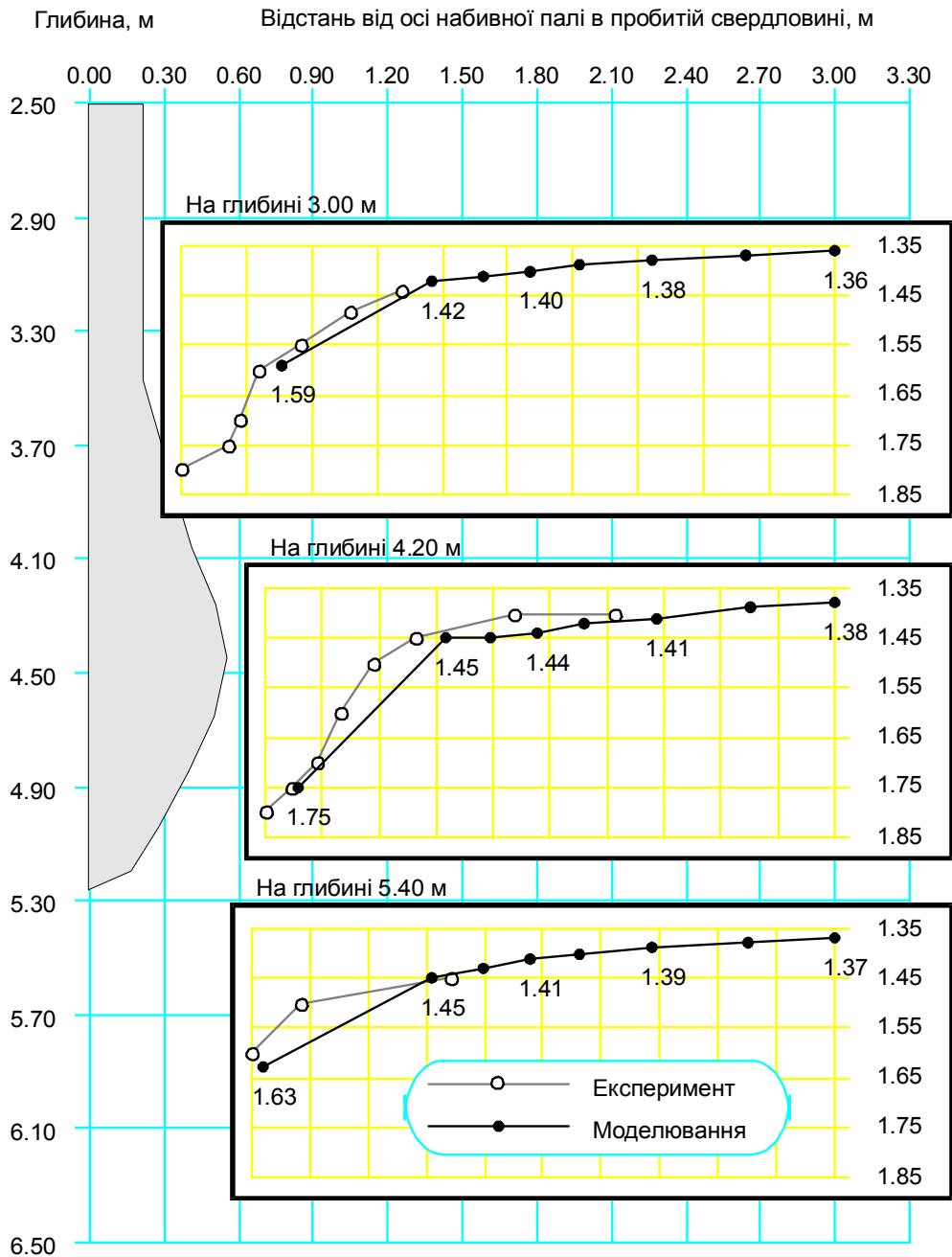


Рис. 5.73 – Порівняння зміни щільності сухого ґрунту ρ_d , г/см³, навколо НППС за даними моделювання та натурального експерименту

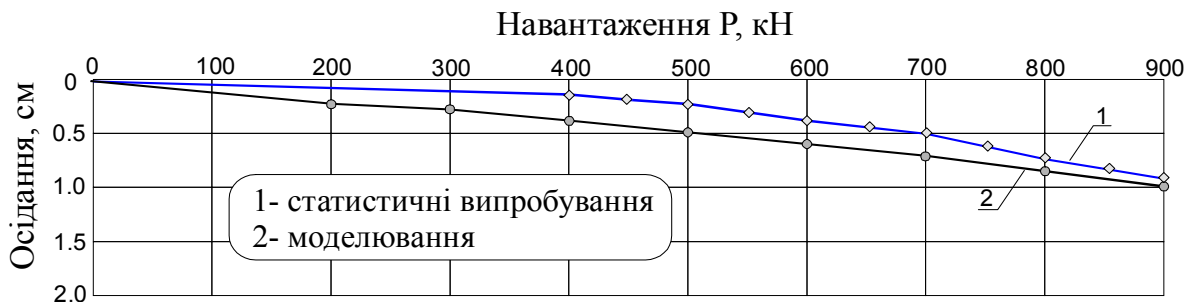


Рис. 5.74 – Порівняння графіків залежності осідання від навантаження НППС із розширенням: 1 – статичні випробування; 2 – моделювання

За компресійними випробуваннями значення модуля деформації ґрунту в зоні достатнього ущільнення НППС зросло в 4 – 6 раз порівняно з ґрунтом природного складу. За даними моделювання це зростання безпосередньо біля розширення перевищують дані досліду до 20%.

Змодельовані параметри ущільнення та деформування масиву ґрунту навколо НППС використані на другому етапі моделювання – роботі створених паль під вертикальним статичним навантаженням. Для цього було введено 10 додаткових СЕ, що імітують стовбур і розширення НППС.

Порівняння змодельованого графіка залежності осідання цієї палі від навантаження $S = f(P)$ із даними її статичних випробувань представлено на рис. 5.74. Дослідна паля свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт у жодному СЕ не перейшов у текучий стан.

Виготовлення мікропаль у пробитих свердловинах апробовано і за допомогою *пневмопробійників* [75, 196]. Швидкість їх занурення в ґрунт 0.1 – 0.5 м/хв. За рахунок ущільнення утворюється свердловина діаметром, що дорівнює діаметру пневмопробійника. Далі пневмопробійник реверсом переводять на зворотний хід і піднімають на поверхню (швидкість 0.3 – 0.8 м/хв) із використанням лебідки. Свердловину заповнюють бетоном (за необхідності з арматурним каркасом). Утворюється НППС діаметром 95 – 155 мм та довжиною 2 – 10 м. Для збільшення діаметра палі чи створення в неї розширення після заповнення порожнини жорстким бетоном її один чи кілька разів знову проходять пневмопробійником.

На ділянці, складеній суглинком важким пілуватим, напівтвердим ($e = 0.86$, $w = 0.24$), свердловини проходили на глибину 180 см пневмопробійником П4603А діаметром 130 мм. Розширення формували втрамбуванням ним же щебню в дно та стінки порожнини об'ємом $V_{cr} = 0.021-0.084 \text{ м}^3$ при об'ємі одиничної порції $V_{cr.1} = 0.0105 \text{ м}^3$. За натурними вимірами його діаметр склав 260 мм при висоті близько 800 мм.

Розрахункова зона для моделювання виготовлення і роботи мікропаль у пробитих свердловинах [40, 196] подані на рис. 5.75: а – її вихідний стан; б – після імітації пробивання пневмопробійником у ґрунті свердловини; в – після імітації влаштування розширення.

Схема поділу розрахункової зони на СЕ містить 189 (9x21) СЕ у формі прямокутників і 628 вузлів, із яких 85 закріплених. Розміри СЕ 0.13x0.2 і 0.2x0.2 м. Розрахункова область задачі – циліндр діаметром 3.04 м та висотою 4.2 м. Кількість етапів моделювання відповідає числу проходок пневмопробійника. При моделюванні пробивання свердловини (рис. 5.75, б) значення вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок СЕ, крім останнього, складають по 65 мм, а вертикальних – 100 мм. При моделюванні втрамбування жорсткого матеріалу в стінки нижньої частини свердловини (рис. 5.75, в) сумарні з першим етапом значення вимушених горизонтальних переміщень осьових вузлових точок СЕ зростають до 130 мм при незмінній величині вертикальних переміщень.

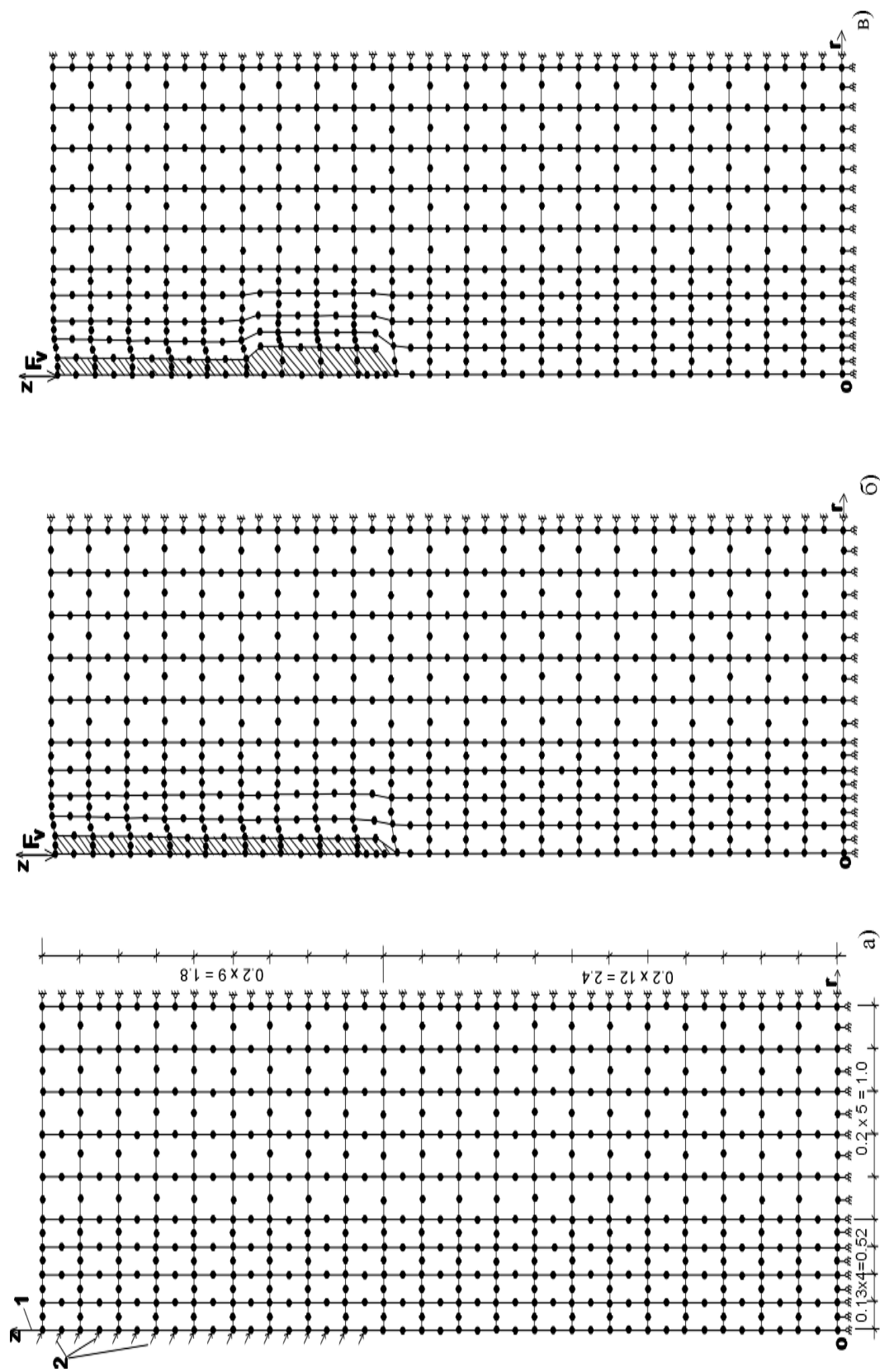


Рис. 5.75 – Розрахункова зона моделювання виготовлення і роботи мікропаль у пробитих свердловинах: а – вихідний стан; б – після імітації пробивання пневмопробійником у ґрунті свердловини; в – після імітації влаштування розширення.

1 – вісь; 2 – напрямок примусових переміщень вузлів SE при моделюванні влаштування свердловини

Порівняння наведених значень модуля деформації ґрунту E навколо палі за числовим та натурним експериментами подано на рис. 5.76, а щільності сухого ґрунту ρ_d і коефіцієнта пористості e – на рис. 5.77.

Їх графіки мають близький характер. Найменша деформативність ґрунту біля бічної поверхні: за моделюванням $E=12.5$ МПа, а з досліду $E=9$ МПа.

Із віддаленням від бічної поверхні палі деформативність ґрунту нелінійно зростає і на деякій відстані досягає величини, характерної для природної структури $E=3$ МПа.

Розрахункові величини E біля бічної поверхні більші від експериментальних, а їх розходження не перевищують 40%.

Цю розбіжність пояснимо певними відхиленнями розрахункової схеми від реальних умов роботи ґрунту: кожен крок моделювання виконується за лінійними залежностями $\sigma - \varepsilon$ (їх нелінійність ураховують послідовними наближеннями); вихідні дані готують за компресійними випробуваннями, а в масиві ґрунт працює дещо інакше; певною «наближеністю» розбивки розрахункової області на СЕ.

Ступінь зміцнення ґрунту навколо палі залежить від графіка $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$: чим менша його кривизна, тим менше й зміцнення ґрунту.

Із рис. 5.77 видно, що ґрунт від бічної поверхні палі (розширення) до деякої відстані від неї (0.75 її радіуса), має дещо меншу розрахункову ρ_d , ніж в експерименті. Це можна пояснити тим, що під впливом пробійника частки ґрунту на невеликих відстанях від його поверхні більш щільно перекомпоновуються, ніж від статичних навантажень (покладених в алгоритм).

Із віддаленням від палі розрахункові величини ρ_d стають більшими від дослідних, а далі практично збігаються.

Експериментальний графік має більш криволінійний характер, ніж розрахунковий, а розбіжність у значеннях ρ_d між двома методами не перевищує 20%.

Зона достатнього ущільнення ґрунту навколо палі має вигляд циліндра біля стовбура палі та бічної поверхні розширення і напівеліпсоїда обертання під розширенням.

Діаметр цієї зони за моделюванням дещо більший експериментального: 36 см біля стовбура й 48 см біля розширення (33 і 42 см відповідно). Тобто розходження даних не більше 13%.

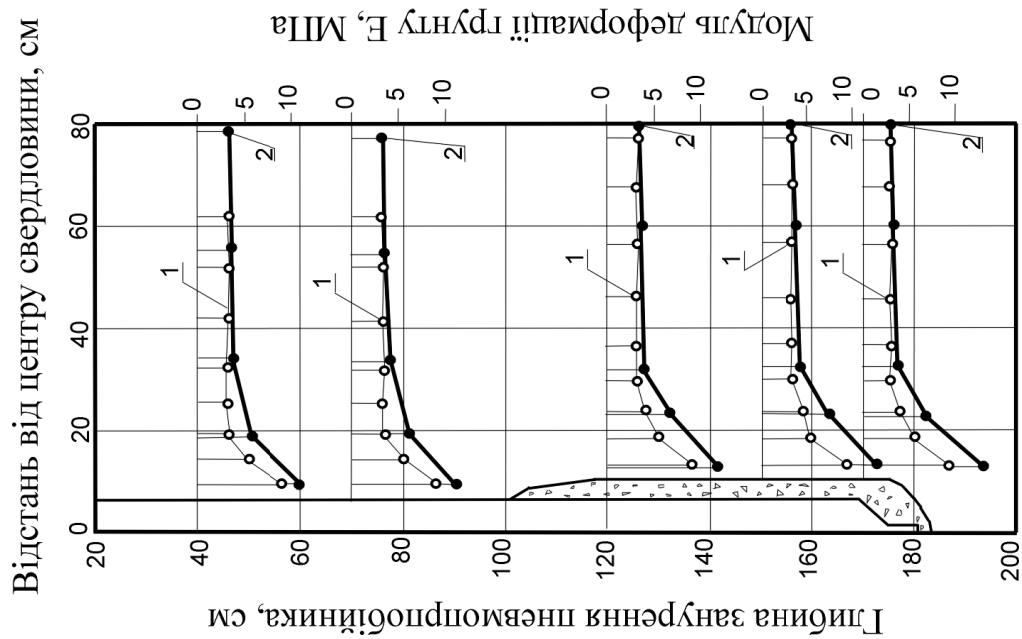


Рис. 5.76 – Зміна модуля деформації навколо НПС: 1 – експеримент; 2 – моделювання

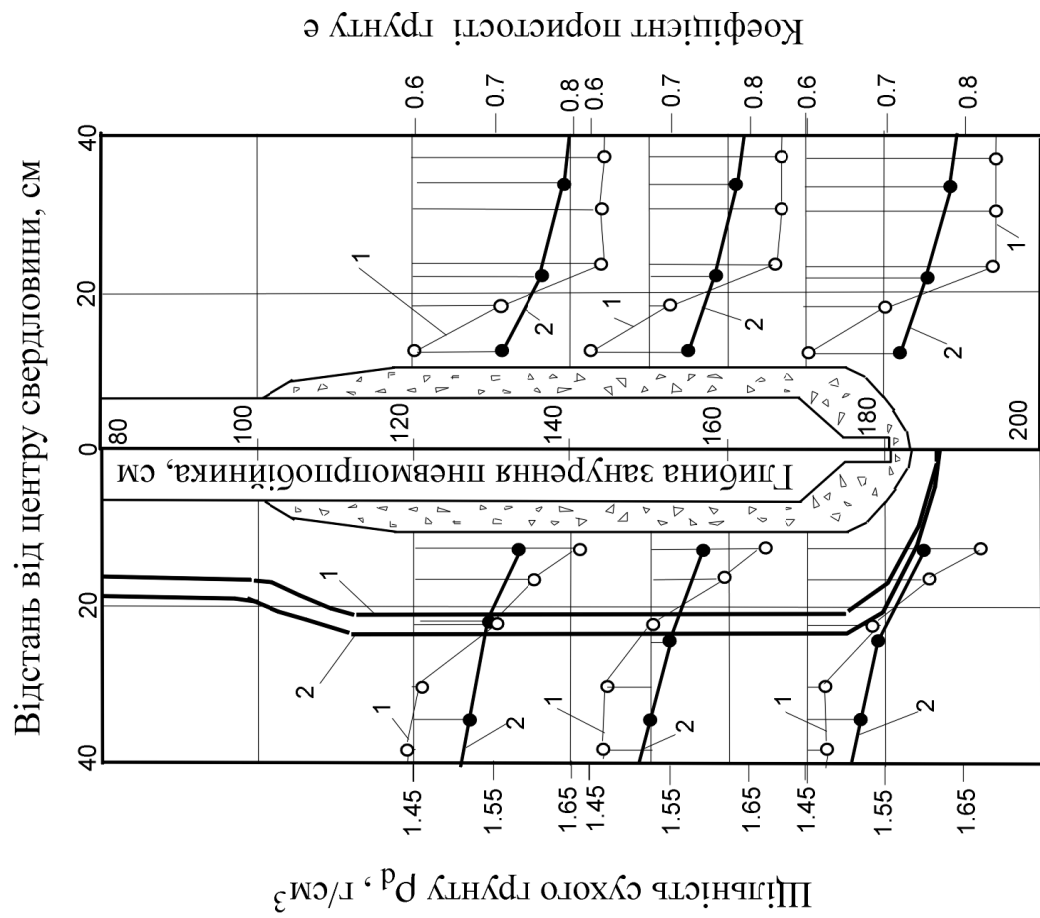


Рис. 5.77 – Зміна щільності сухого ґрунту і коефіцієнта пористості навколо НПС: 1 – експеримент; 2 – моделювання

Приклад розвитку нормальних напруг (вертикальних – ізобар σ_z та радіальних – розпорів σ_r) у масиві на останньому кроці моделювання влаштування свердловини й розширення наведено відповідно на рис. 5.78 і 5.79. Концентрація ізобар (у вигляді еліпса) помітна навколо нижньої частини пневмопробійника при їх максимальному значенні $\sigma_z = 1500$ кПа (рис. 5.78, а). При утворенні розширення величина σ_z знижується до 1200 кПа, а зона їх поширення зміщується під розширення (рис. 5.78, б).

Ізолінії розпорів σ_r витягнуті вздовж бічної поверхні свердловини при їх концентрації навколо нижньої частини пневмопробійника (рис. 5.79, а). Максимальна величина $\sigma_r = 2200$ кПа. При утворенні розширення зона поширення ізобар зростає в діаметрі в два рази при максимальному значенні $\sigma_r = 2600$ кПа (рис. 5.79, б).

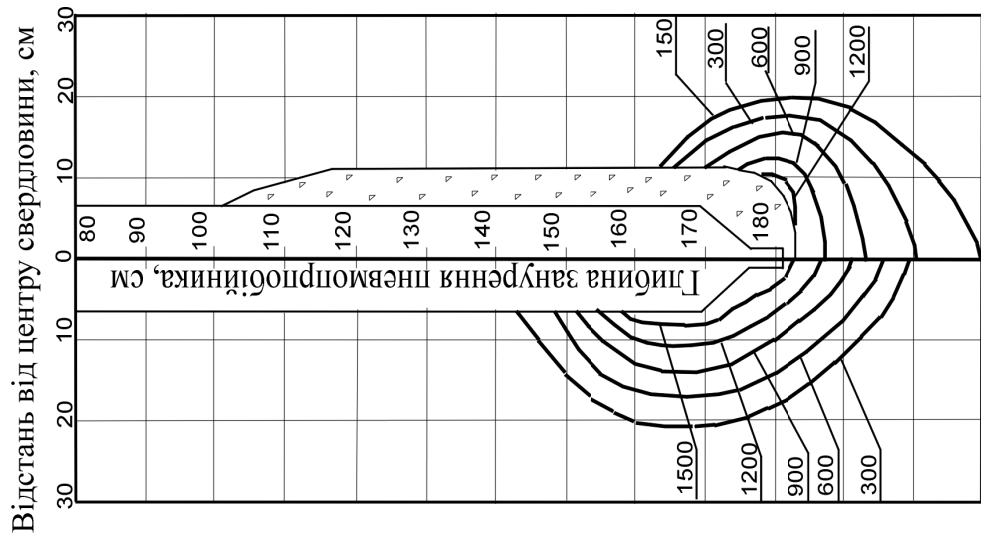
Приклади побудови ізобар σ_z та розпорів σ_r в основі мікропалі з розширенням при вертикальних осьових удавлюючих навантаженнях $F_v = 50$ кН і 100 кН представлені відповідно на рис. 5.80 та 5.81.

Із них бачимо, що концентрація обох видів напружень відбувається у нижній частині мікропалі, а їх розвиток у цілому подібний до розвитку напруг в основі заглибленого штампа. Зі збільшенням навантаження область ізобар поширюється в діаметрі й у глибину масиву і змінює форму еліпса на серцеподібну. Так, при вертикальному навантаженні на палю $F_v = 50$ кН максимальна величина σ_z досягає 450 кПа (безпосередньо під розширенням), а при $F_v = 100$ кН – 750 кПа (відповідно рис. 5.8, а і б).

Область розпорів поширюється вниз та в сторони від підшви розширення й має вигляд цибулини, діаметр і висота якої збільшуються з ростом навантаження. Максимальні значення σ_r виникають під краями розширення та мають значення 120 кПа при навантаженні на мікропалю 50 кН і 180 кПа – при навантаженні 100 кН (див. відповідно рис. 5.81, а й б).

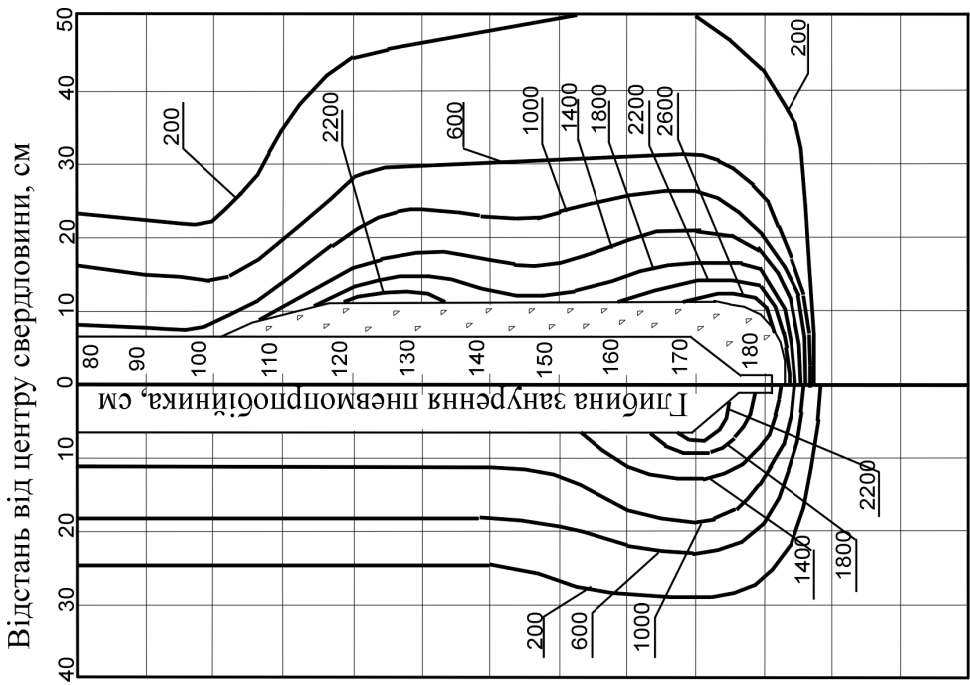
Тобто при виготовленні мікропалі в пробитій свердловині нормальні напруги в ґрунті розвиваються переважно в радіальному напрямку, куди витісняється ґрунт, а при експлуатації – у вертикальному напрямі, як протидія навантаженню на палю. Під час роботи палі максимальні напруги в основі виникають із наближенням величини навантаження до його граничного значення. При цьому порівняно з улаштуванням свердловини їх значення зменшуються у 2 – 10 разів.

Моделюванням отримані й залежності осідання паль від осьового навантаження F_v . На рис. 5.82 зображено порівняння їх із даними статичних випробувань. У лінійній стадії (до $S=1.8 - 2.5$ см) розрахункові осідання паль дещо більші за експериментальні, потім графіки перетинаються і осідання паль за моделюванням стають меншими, ніж при випробуванні.



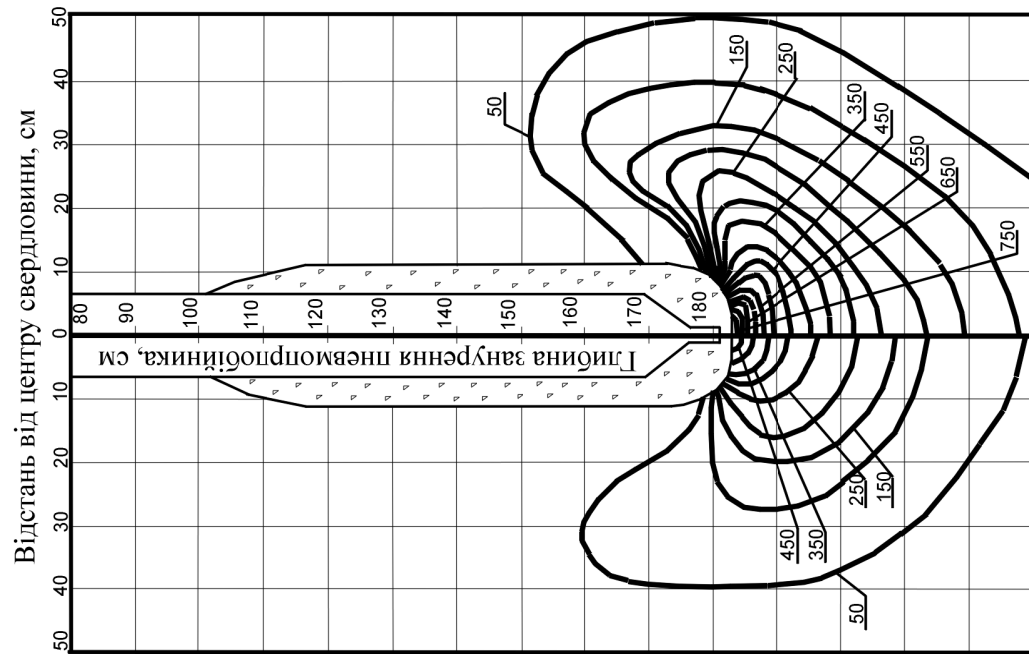
а б

Рис. 5.78 – Розвиток ізобар σ_z , кПа, на останньому кроці моделювання утворення:
а – свердловини; б – розширення



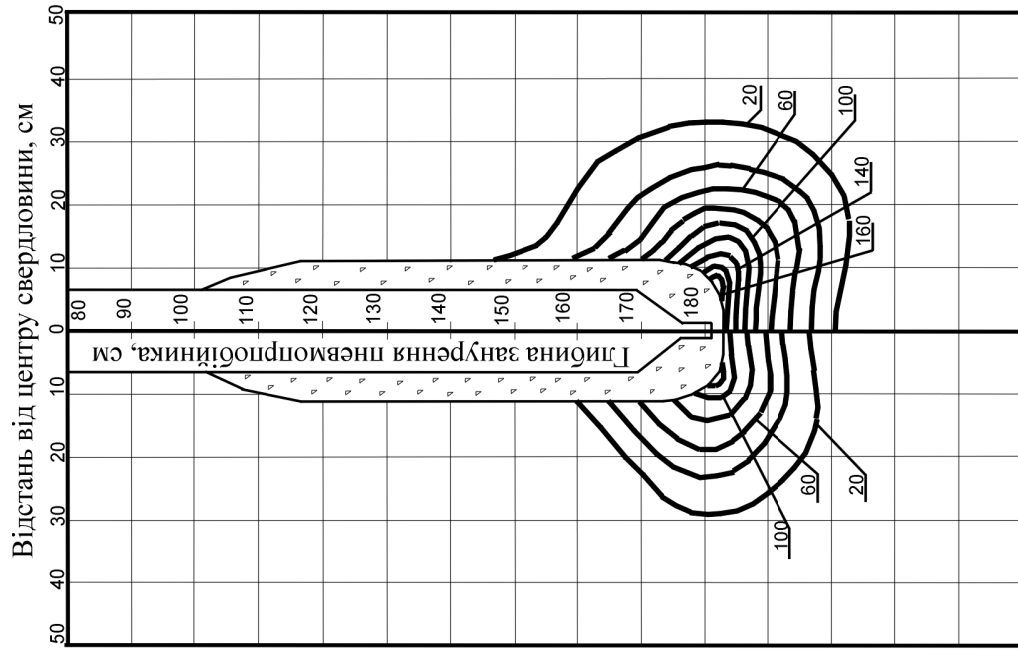
а б

Рис. 5.79 – Розвиток розпорів σ_r , кПа, на останньому кроці моделювання утворення:
а – свердловини; б – розширення



а б

Рис. 5.80 – Ізобари σ_z , кПа, в основі мікропалі за моделюванням при навантаженні: а – 50 кН; б – 100 кН



а б

Рис. 5.81 – Розпори σ_r , кПа, в основі мікропалі за моделюванням при навантаженні: а – 50 кН; б – 100 кН

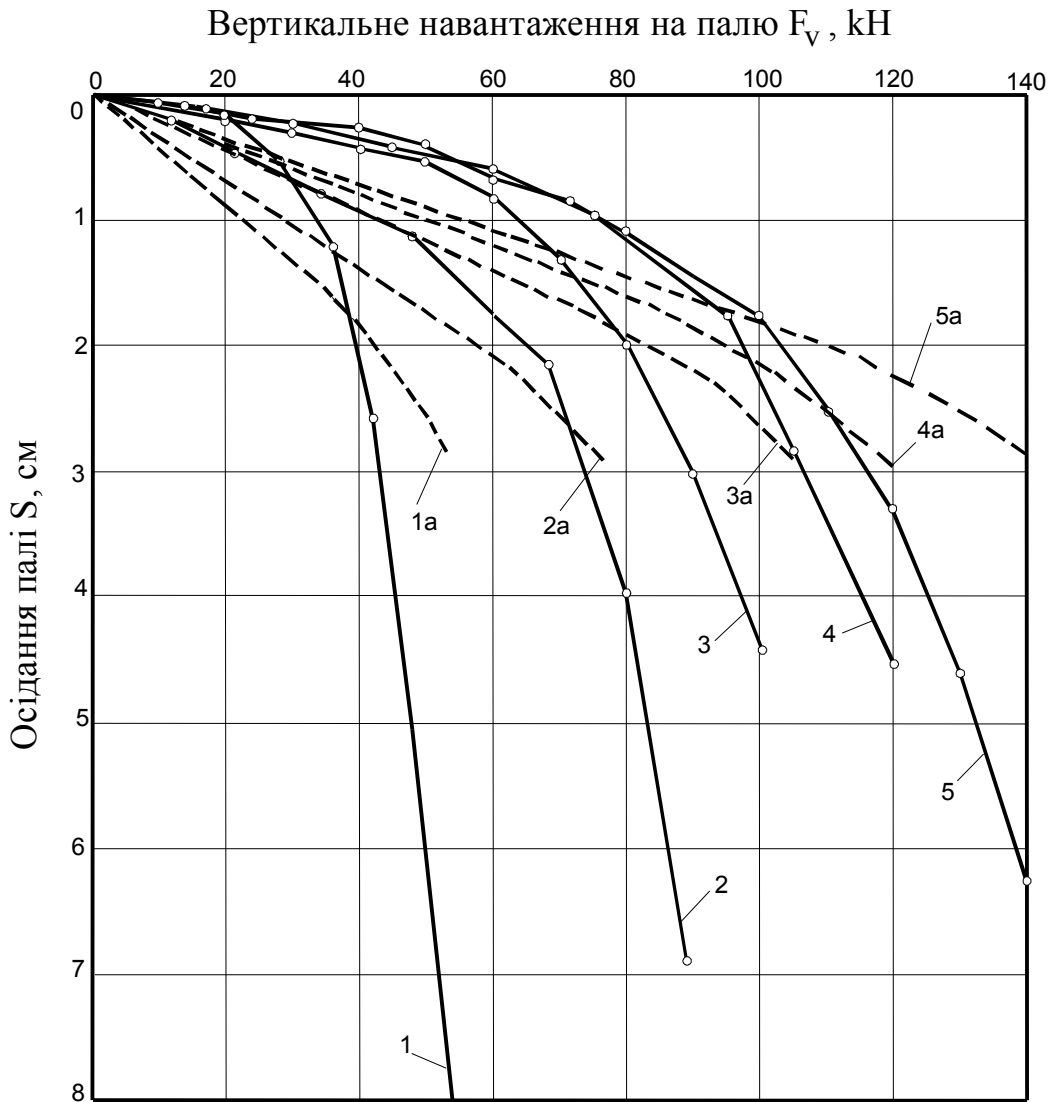


Рис. 5.82 – Залежність «осідання – навантаження» для палей за випробуваннями: 1 – без розширення; 2 – розширення об’ємом $V_{cr}=0.021 \text{ м}^3$; 3 – 0.042 м^3 ; 4 – 0.053 м^3 ; 5 – 0.084 м^3 ; 1а, 2а, 3а, 4а, 5а – те ж, за моделюванням

За умов однорідної основи СЕ, в яких ґрунт перейшов у текучий стан, спочатку з’являються безпосередньо під палею чи її розширенням, а потім розвиваються в напрямку «знизу – вгору» для СЕ, що контактують з бічною поверхнею розширення чи стовбура палі. Зі збільшенням діаметра розширення осідання, а відповідно й навантаження, за яких починається перехід ґрунту в граничний стан, зростають. Підтверджено, що зі зростанням об’єму розширень осідання палей зменшуються за однакового вертикального навантаження, а їх несуча здатність зростає. Залежність несучої здатності палей від об’єму щебню в розширенні має вигляд

$$F_d = a_1(V_{cr} / V_{cr}^{\circ})^2 + a_2(V_{cr} / V_{cr}^{\circ}) + a_3, \quad (5.45)$$

де a_1 , a_2 , a_3 – коефіцієнти, які мають розмірність кН; $V_{cr}^{\circ}=1 \text{ м}^3$. Для досліду маємо: $a_1=-7374 \text{ кН}$, $a_2=1410 \text{ кН}$, $a_3=39.5 \text{ кН}$, при $r=0.98$, – а для

моделювання: $a_1 = -3464$ кН, $a_2 = 1150$ кН, $a_3 = 40.5$ кН при $r = 0.99$. Розходження даних досліду та розрахунку для (5.45) не перевищує 15%.

Приклад впливу площі поперечного перерізу палі на ущільнення ґрунту навколо неї пропонується на рис. 5.83 для набивних паль, улаштованих у суглинках ($e = 0.82$) з використанням пневмопробійників, діаметром 152 мм і 260 мм. Моделювання показало, що при такому збільшенні діаметра поперечного перерізу пробійника радіус зони ущільнення, що відповідає $\rho_d = 1.50$ г/см³, зростає з 0.40 м до 0.70 м.

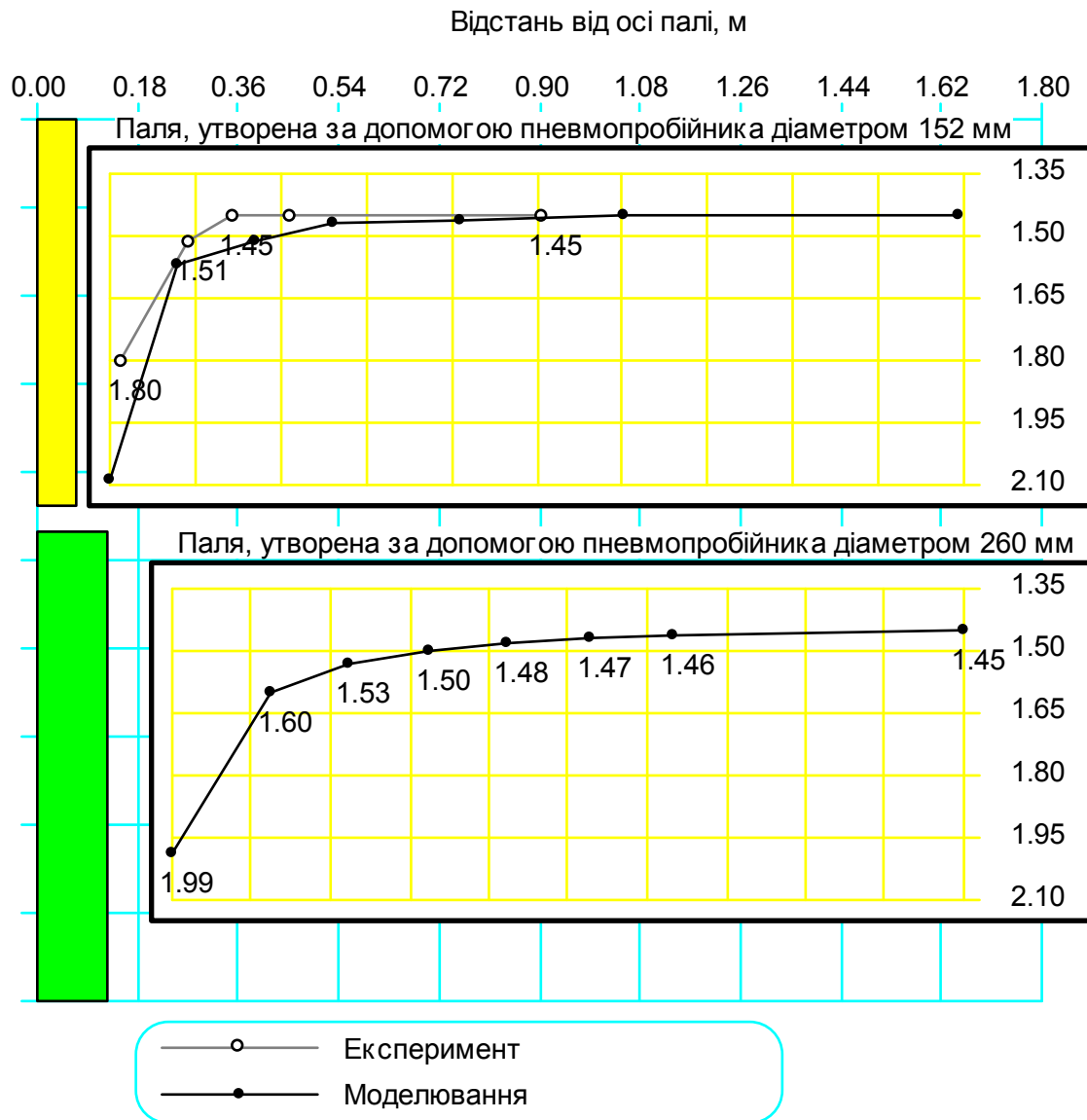


Рис. 5.83 – Ущільнення ґрунту, ρ_d , г/см³, навколо набивних паль, улаштованих за допомогою пневмопробійників, діаметром 152 та 260 мм

Моделювання [28, 274] влаштування стовпчастих *фундаментів* у *витрамбованих котлованах* (ФВК) без розширення (звичайно їх глибина $h = 1 - 2$ м, верхній діаметр поперечного перерізу $D = 0.7 - 2.0$ м, нижній $d = 0.4 - 1.6$ м, конічність 1:20 – 1:5) аналогічно до забивних блоків.

Моделювання влаштування подовжених ФВК із розширенням із утрамбованого жорсткого матеріалу чи без нього (звичайно $h = 1.5 - 3.5$ м, $D = 0.6 - 1.2$ м, $d = 0.4 - 1.0$ м, об'єм щебню в розширенні до $V_{cr} = 6.0$ м³) аналогічне до НППС, крім того, що вимушені переміщення осьових вузлів сітки СЕ на висоту стовбура ФВК призначають змінними. При наявності у ФВК розширень (консолей) у їх верхній частині моделювання процесу влаштування таких фундаментів поєднує два вищеописані підходи.

Залежно від геометричної форми ФВК розрахункова область буває циліндричною чи поєднує нижній циліндр і верхній зрізаний конус. Відповідно вихідна форма СЕ буде, крім прямокутної, ще й у вигляді прямокутних трапецій і паралелограмів. Пропонується приклад порівняння результатів моделювання витрамбовування котловану під стовпчастий фундамент (глибина $h = 1250$ мм, верхній діаметр $D = 2000$ мм, нижній $d = 1500$ мм, без розширення) в лесовому суглинку зі щільністю сухого ґрунту $\rho_d = 1.33 - 1.35$ г/см³ із натурними даними Ю.В. Власова [42]. На рис. 5.84 дано фрагмент схеми деформування основи витрамбованого котловану. СЕ – прямокутники з розмірами від 0.25×0.25 до 0.5×1.0 м. Їх кількість – 525. Кількість вузлів – 1676, із яких 161 закріплений. Розрахункова область – циліндр діаметром 10 м і висотою 15 м.

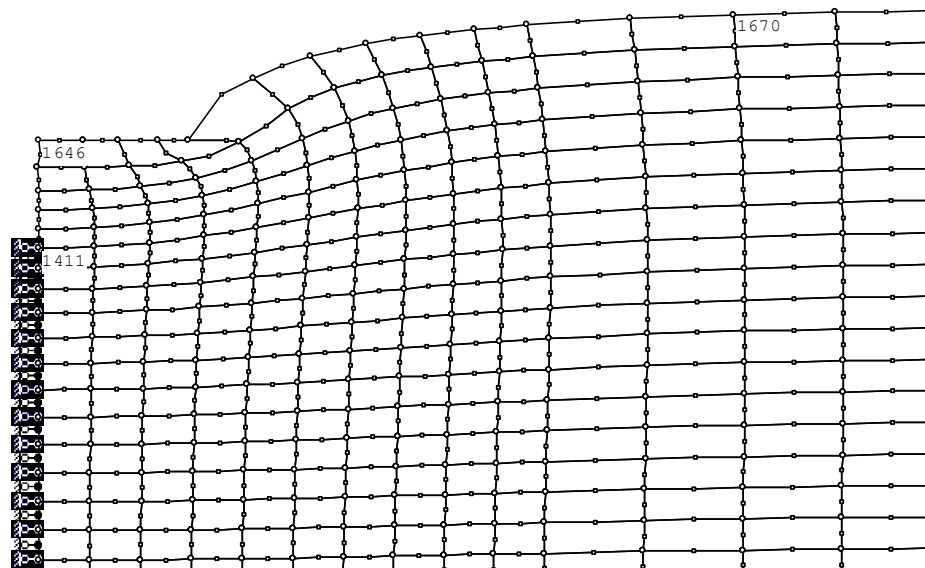


Рис. 5.84 – Фрагмент схеми деформування ґрунту в основі витрамбованого котловану за даними математичного моделювання

На рисунку 5.85 порівнюються змодельовані зміни щільності сухого ґрунту навколо ФВК із натурними даними. За моделюванням розмір зони достатнього ущільнення ґрунту (в її межах $\rho_d \geq 1.55$ г/см³) під подошвою витрамбованого котловану склав близько 1.5 м, а зони розповсюдження ущільнення (в її межах ρ_d підвищився не менше ніж на 0.02 г/см³) – 3 м.

У межах зони достатнього ущільнення модуль деформації ґрунту не менше ніж у 3 – 5 раз перевищує його природні значення, а в зоні

розповсюдження ущільнення – менше ніж у 2 рази. В цілому ці результати задовільно коригуються з даними натурального експерименту. Значення щільності сухого ґрунту, отримані моделюванням, дещо перевищують дослідні безпосередньо під подошвою витрамбованого котловану (на рис. 5.85 це відповідає глибині 1.25 м). І моделюванням, і натурним дослідом на відстані 0.35 – 0.40 м від краю подошви котловану зафіксована локальна область, в межах якої щільність ґрунту практично не змінилась (на глибині 1.25 м (див. рис. 5.85) – це зона зі значенням $\rho_d = 1.35 \text{ г/см}^3$). У поверхні масиву, що прилягає до бічної нахиленої грані витрамбованого котловану, зафіксовано зону розпушення ґрунту. У вертикальній площині вона має форму трикутника з розмірами сторін, які контактують з бічною гранню котловану та поверхнею масиву (близько 1.0 м).

Отже, встановлена можливість визначення досить достовірних значень параметрів ущільнення ґрунту навколо різновидів фундаментів, які влаштовують шляхом ударного ущільнення ґрунту, в межах рішення вісесиметричної пружно-пластичної задачі МСЕ. Це дозволяє достатньо адекватно (і, головне, без додаткових натурних досліджень) проектувати численні види й типорозміри конструкцій таких палей і фундаментів при різних технологіях їх зведення та ґрунтових умовах, у яких їх застосовують. Властивості природного стану ґрунту і геометричні розміри фундаментів на точність моделювання істотно не впливають, а от прийняття розрахункової схеми, що була б адекватною дійсній роботі ґрунту в масиві при влаштуванні цих фундаментів та швидкості передачі тиску на нього, суттєво впливає на збіжність результатів натурального й числового експериментів. Перелічені чинники істотно впливають на значення параметрів ущільнення ґрунту та розміри ущільнених зон навколо фундаментів, які влаштовують з ударним ущільненням ґрунту.

Відмінності моделювання НДС масиву при «швидких» способах статичного ущільнення ґрунту при влаштуванні палей (вдавлених, у розкочених і продавлених свердловинах) від палей, що влаштовують шляхом ударного ущільнення ґрунту, полягають у використанні результатів більш «повільних» компресійних випробувань ґрунту (наприклад, при часі витримки ступенів тиску $\Delta t = 1 \text{ хв.}$), до того ж у значно меншому діапазоні прикладення тиску (звичайно до 0.5 – 1 МПа), а також задаванні примусового витиснення ґрунту перпендикулярно до напрямку поздовжньої осі палей (тобто при вертикальному розташуванні палей найчастіше напрямком витиснення ґрунту буде горизонтальним чи близьким до нього).

Ці різновиди палей мають постійні чи іноді монотонно зменшувані за їх довжиною розміри поперечного перерізу. Звідси й параметри розрахункових зон, форми і розміри СЕ приймаються аналогічно до забивних палей із постійним та змінним за довжиною стовбура поперечним перерізом, а вимушені переміщення задають лише для вузлових точок СЕ, що лежать на вертикальній осі розрахункової області.

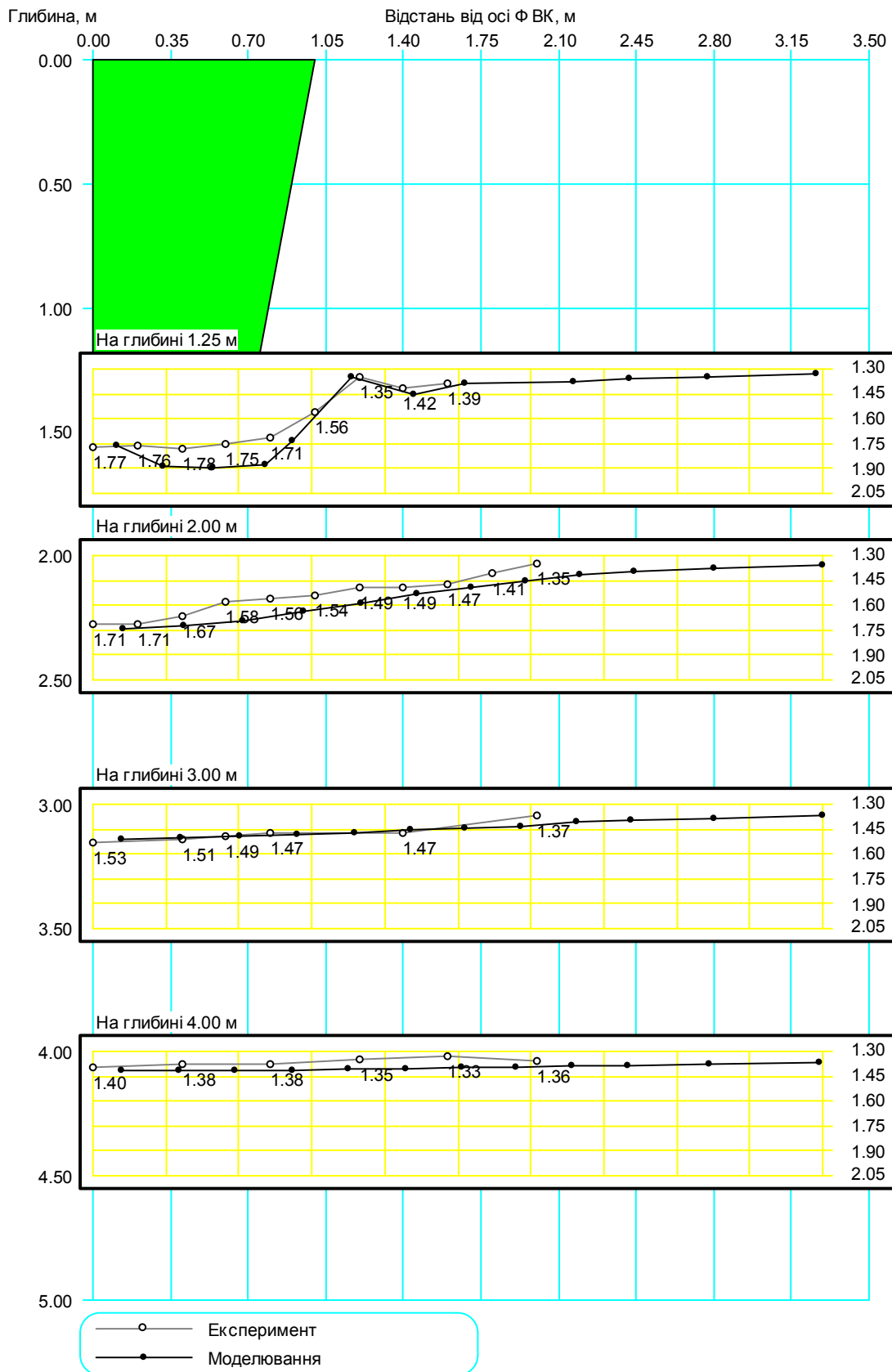


Рис. 5.85 – Зміна щільності сухого ґрунту, г/см³, навколо фундаменту у витрамбованому котловані за експериментом і моделюванням

При розкочуванні й продавлюванні свердловин (циліндричні, діаметром $b_p = 150 - 425$ мм та довжиною до 6 м) під набивні палі ґрунт не вибурюють, а розкочують (видавлюють) у навколишній масив навісним спіралеподібним снарядом, формуючи в ньому ущільнену зону. В утворену порожнину встановлюють каркас, заповнюють бетоном. Палі влаштовують у лесах, глинистих ґрунтах з $0 < I_L \leq 1$, пісках і насипних ґрунтах з $\rho_d \leq 1.65$ г/см³. Швидкість проходження свердловин у глинистих ґрунтах з $I_L > 0.2$ складає 0.5 – 1.3 м/хв при осьовому зусиллі 30 кН [88, 189].

Для моделювання процесу ущільнення масиву від розкочування свердловини [41] спіралеподібним снарядом використана схема поділу розрахункової зони на СЕ, описана в п. 5.3 (180 (10x18) СЕ у формі прямокутників і 597 вузлів, із яких 80 закріплених) для числових досліджень глибинного ущільнення масиву ґрунтовими палями. Там же (рис. 5.49) уміщено порівняння зміни щільності сухого ґрунту ($\rho_d = 1.40$ г/см³) залежно од відстані від осі свердловини ($b_p = 0.425$ м), утвореної гвинтовим продавлюванням, за даними В.І. Фекліна [189] і моделюванням.

Вплив способу влаштування палі на значення деформаційних параметрів ґрунту в ущільненій зоні подано на рис. 5.86 для набивних паль діаметром $b_p = 425$ мм, зведених гвинтовим продавлюванням [189] і пробиванням свердловин циліндричною трамбівкою (дані авторів). Масиви складено напівтвердим суглинком з $\rho_d \approx 1.40$ г/см³ і модулем деформації $E = 3$ МПа. При цьому для моделювання ущільнення ґрунту навколо пробитих свердловин використано дані більш «швидких» компресійних випробувань ($\Delta t = 10 - 15$ сек.), ніж для продавлених ($\Delta t = 1$ хв.).

Отримано більш інтенсивне зростання значень модуля деформації при наближенні до бічної поверхні пробитої свердловини – у 6.3 разу (в натурному експерименті 5.5 разу), ніж до продавленої – 4 рази (в експерименті 3.3 разу). Певне перебільшення (до 20%) змодельованих значень модуля деформації над експериментальними можливо віднести за рахунок різниці в НДС ґрунту при його ущільненні у кільці й у ґрунтовому масиві. Слід також відзначити, що через спіралеподібне звуження у нижній частині розкочувача ущільненої зони навколо вістря такої палі як за моделюванням, так і за натурним експериментом практично не зафіксовано.

Таким чином, маємо досить задовільну збіжність параметрів ущільнення ґрунту навколо набивних паль у розкочених і продавлених свердловинах за числовим та натурним експериментами.

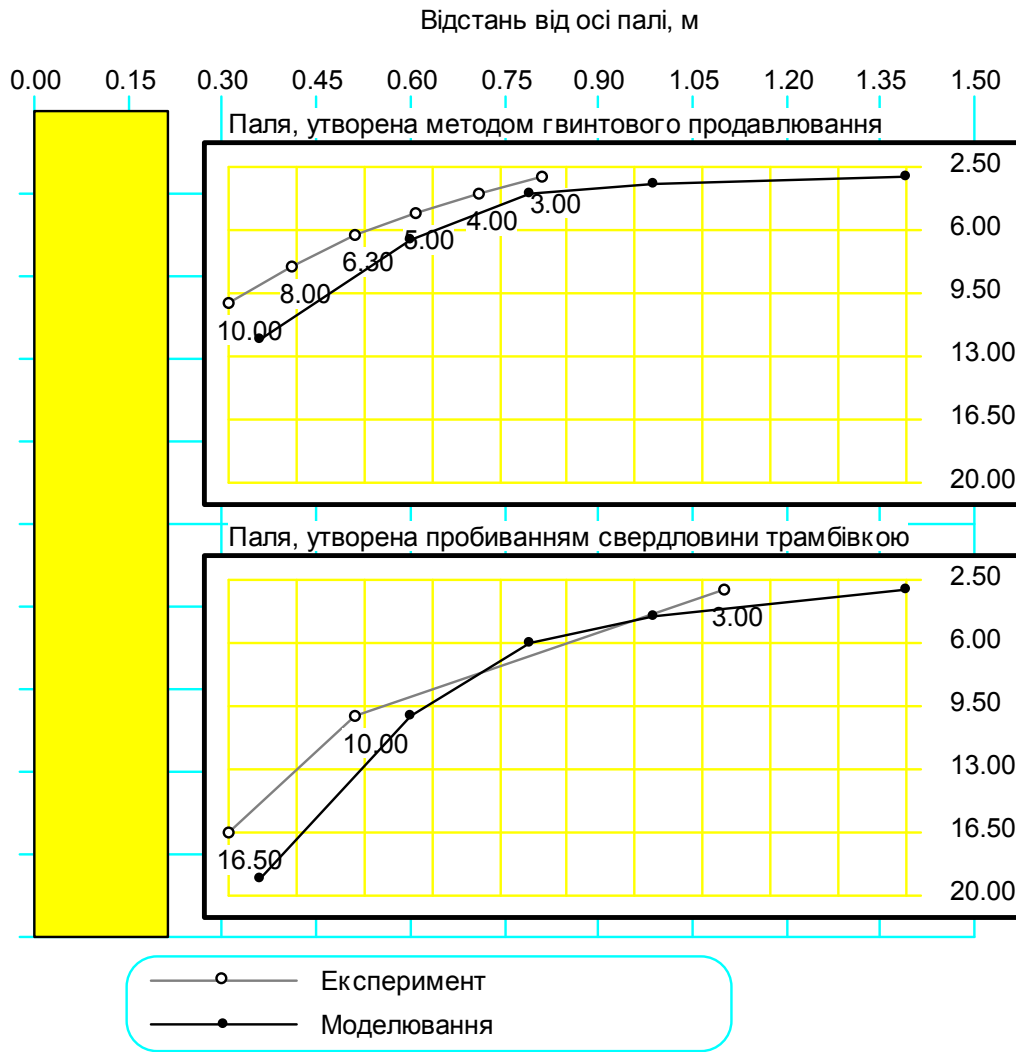


Рис. 5.86 – Порівняння значення модуля деформації ґрунту навколо набивних паль, зведених методом гвинтового продавлювання та пробиванням свердловин циліндричною трамбівкою

5.5 Урахування моделюванням специфіки умов улаштування та експлуатації основ фундаментів

Вищеописаний розрахунково-теоретичний апарат застосовано й при оцінюванні НДС основ і фундаментів, які влаштовують чи працюють із певною специфікою ущільнення ґрунту (при наявності лідируючих свердловин; для паливових анкерів із розширеннями по довжині їх стовбурів) і для урахування особливостей поведінки при ущільненні деяких ґрунтів (водонасичених, з анізотропними властивостями тощо).

Улаштування лідируючих свердловин передбачають, коли для заглиблення паль чи фундаментів до проектної позначки потрібне обладнання з дуже великою масою ударної частини, з метою полегшення вивірки паль при зануренні, при влаштуванні фундаментів без виймання ґрунту в щільних основах, при прорізанні мерзлих шарів масиву й ін.

При проектуванні таких фундаментів слід враховувати зменшення розмірів їх зони ущільнення і відповідно їх несучої здатності. Зокрема, на базі натурних досліджень, створені аналітичні методики для коротких пірамідальних паль [79] і паль у пробитих свердловинах [158].

Та через численність різновидів та типорозмірів фундаментів і паль, що влаштовують без виймання ґрунту, цей підхід занадто дорогий. До того ж він не дає змоги визначати характеристики ґрунту в межах ущільненої зони, що обов'язкове в методиках моделювання НДС основ і фундаментів з ущільненням ґрунту. Тому є сенс користуватись комплексом "PRIZ-Pile".

Особливості підготовки вихідних даних для моделювання НДС основи фундаментів (паль) із лідируючими свердловинами полягають у тому, що: 1) на схемі поділу масиву на СЕ виділяють вісесиметричну область із розмірами цієї свердловини, яку не розбивають на СЕ; 2) об'єм СЕ, що буде деформуватися, не повинен бути меншим за частку об'єму вимушених переміщень вузлових точок (при імітації витиснення ґрунту збірним елементом чи робочим органом) і пористості ґрунту n цього СЕ.

Утворення порожнини під фундамент (розширення) на першому етапі моделюють завданням вимушених переміщень вузлових точок, розташованих за контуром бічної та нижньої частини лідируючої свердловини, а в разі, коли свердловину проектують не на всю висоту фундаменту, то ще й заданням вимушених переміщень вузлових точок, розташованих на вертикальній осі симетрії розрахункової області.

Приклад схеми поділу основи з лідируючою свердловиною діаметром 0.3 м і глибиною 2.3 м на СЕ для моделювання [32] заглиблення через неї короткої пірамідальної палі СП-0.8-3.6 подано на рис. 5.87 (свердловина обмежена вузлами 769, 577 та 566). Схема містить 240 СЕ з розмірами від 0.20x0.40 до 0.80x0.80 м і 789 вузлів, з яких 98 закріплених. Розрахункова область поєднує циліндр діаметром і висотою 8.00 м й усічений конус із діаметрами 8.00 та 9.20 м та висотою 3.60 м (аналогічна розрахункова область такої задачі зображена на рисунку 2.20).

Дослідна ділянка в с. Піщане Сумської області складена лесовим напівтвердим суглинком із $w = 0.21$ та $\rho_d = 1.355 \text{ г/см}^3$. Досліджувалось 13 паль двох типорозмірів СП-0.8-3.6-0.1 (переріз голови 80x80 см та вістря 10x10 см, довжина 3.60 м) і СП-0.9-2.0-0.1 при діаметрі лідируючих свердловин 0.20-0.60 м (натурні виміри виконані М.Л. Зоценком [79]).

Витиснення ґрунту при зануренні в нього паль моделювали кроковим завданням вимушених переміщень вузлових точок на осі обертання розрахункової області (для паль без лідируючих свердловин) і за контуром свердловини (у випадку лідирування). Для вихідної схеми (див. рис. 5.87), величини вимушених горизонтальних переміщень вузлових точок за контуром свердловини склали від 233 мм для вузла 769 (гирло свердловини) до 33 мм для вузла 577 (її забій), значення вертикальних переміщень при цьому було для всіх вузлів постійним – 100 мм.

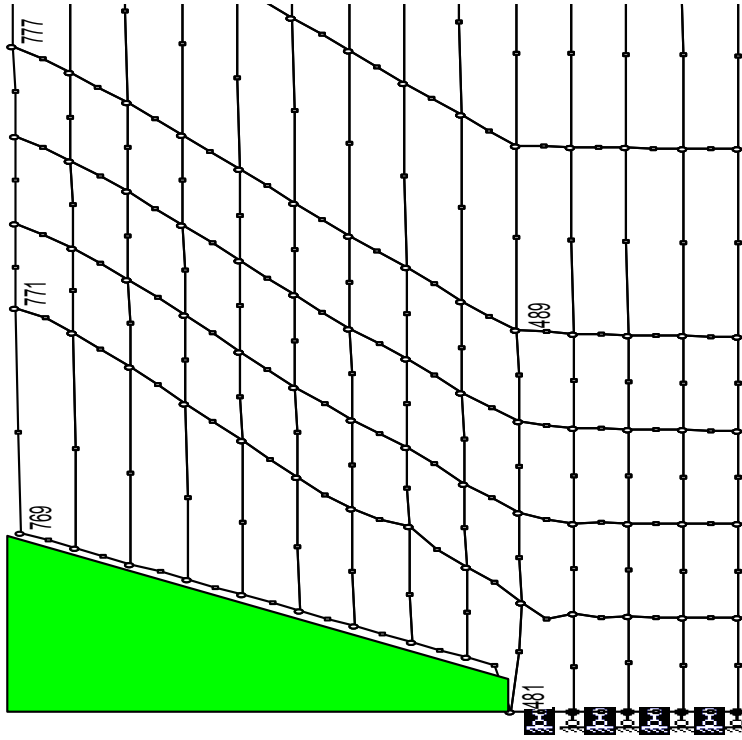
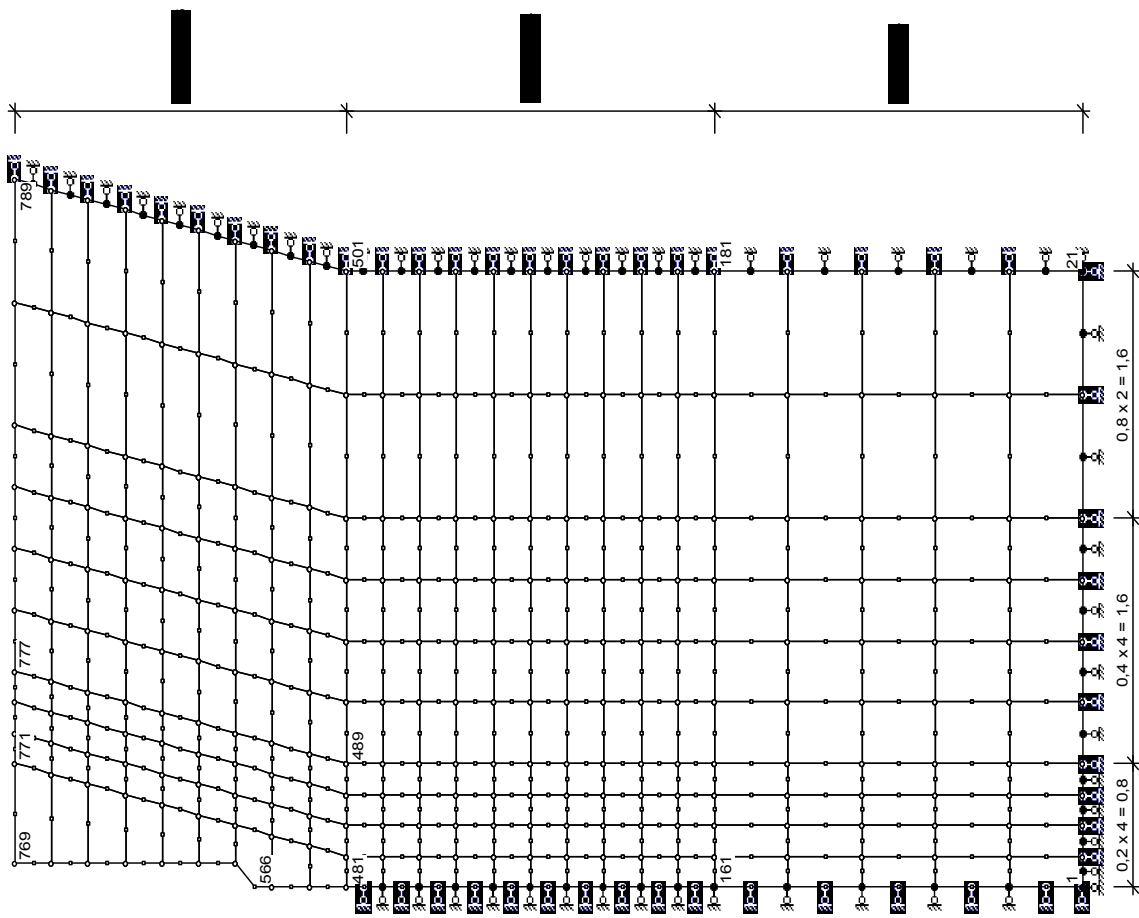


Рис. 5.88 – Фрагмент схеми деформування основи пірамідальної палі СП-0.8-3.6, заглибленої через лідируючу свердловину діаметром 0.3 м глибиною 2.3 м

Рис. 5.87 – Схема поділу основи на СЕ після влаштування лідируючої свердловини діаметром 0.3 м глибиною 2.3 м до занурення пірамідальної палі

Вимушені горизонтальні переміщення вузлів, розташованих нижче від свердловини, на вертикальній осі розрахункової області склали від 167 мм для вузла 566 до 100 мм для – 502. Вертикальні переміщення при цьому ті ж 100 мм. Фрагмент схеми деформування основи внаслідок заглиблення пірамідальної палі СП-0.8-3.6-0.1 наведений на рис. 5.88.

Дані натурних вимірів і моделювання (бік голови b_p та довжина h_p паль, діаметр і глибина лідируючих свердловин, відношення об'єму свердловини до об'єму палі $V_{л}/V_p$, діаметр ущільненої зони D , співвідношення D/b_p , відносна похибка δ між виміряними й змодельованими значеннями D/b_p) зведені в табл. 5.3. Із неї видно, що відносна похибка між даними моделювання та натурних вимірів не перевищує 6%, тобто маємо цілком задовільну їх збіжність.

Таблиця 5.3 – Результати порівняння даних числового моделювання та натурних вимірів розмірів ущільнених зон коротких пірамідальних паль, занурених у ґрунт через лідируючі свердловини

Розміри				Співвідношення $\frac{V_{л}}{V_p}$	Діаметр ущільненої зони, D , м		Співвідношення D/b_p		Відносна похибка, δ , %
паль, м		свердловин, м			виміри	моделювання	виміри	моделювання	
b_p	h_p	діаметр	глибина						
0.8	3.6	–	–	0	2.08	2.20	2.60	2.75	5.77
0.8	3.6	–	–	0	1.92		2.40		
0.8	3.6	0.3	2.3	0.188	1.68	1.64	2.10	2.05	-2.38
0.8	3.6	0.6	1.6	0.529	1.52	1.50	1.90	1.88	-1.32
0.8	3.6	0.2	3.0	0.118	1.84	1.90	2.30	2.37	3.26
0.9	2.0	–	–	0	2.23	2.36	2.48	2.62	5.64
0.9	2.0	0.6	1.6	0.741	1.60	1.65	1.78	1.83	2.81
0.9	2.0	0.6	1.0	0.461	1.78		1.98		
0.9	2.0	0.3	1.5	0.175	2.05		2.28		
0.9	2.0	0.2	2.0	0.104	2.10	2.04	2.33	2.27	-2.58
0.9	2.0	0.2	1.5	0.077	2.16		2.40		
0.9	2.0	–	–	0	2.29		2.54		
0.9	2.0	0.3	2.0	0.231	1.94	1.94	2.16	2.15	-0.21

Графіки залежності між відношенням об'єму свердловини до об'єму палі й відношенням діаметра зони ущільнення до діаметра палі, отримані за даними натурального експерименту та моделювання, подані на рис.5.89. Положення цих двох кривих практично збігаються між собою.

Залежність між відношенням об'єму свердловини до об'єму пірамідальної палі $V_{л}/V_p$ і відношенням діаметра зони ущільнення до діаметра палі D/b_p можна виразити й за допомогою емпіричної формули

$$D/b_p = a - b \cdot (V_{л}/V_p)^n, \quad (5.46)$$

де її емпіричні коефіцієнти за результатами натурних вимірів [79]: $a = 2.5$; $b = 0.92$; $n = 0.7$, – при $r = 0.979$ та $v = 0.023$. Значення цих коефіцієнтів виразу (5.46) за моделюванням при $n = 0.7$ складають $a = 2.58$ і $b = 1.08$ (при $r = 0.936$ і $v = 0.056$), а в разі більш точної апроксимації – $n = 0.5$; $a = 2.65$; $b = 1.05$ (при $r = 0.969$ та $v = 0.039$).

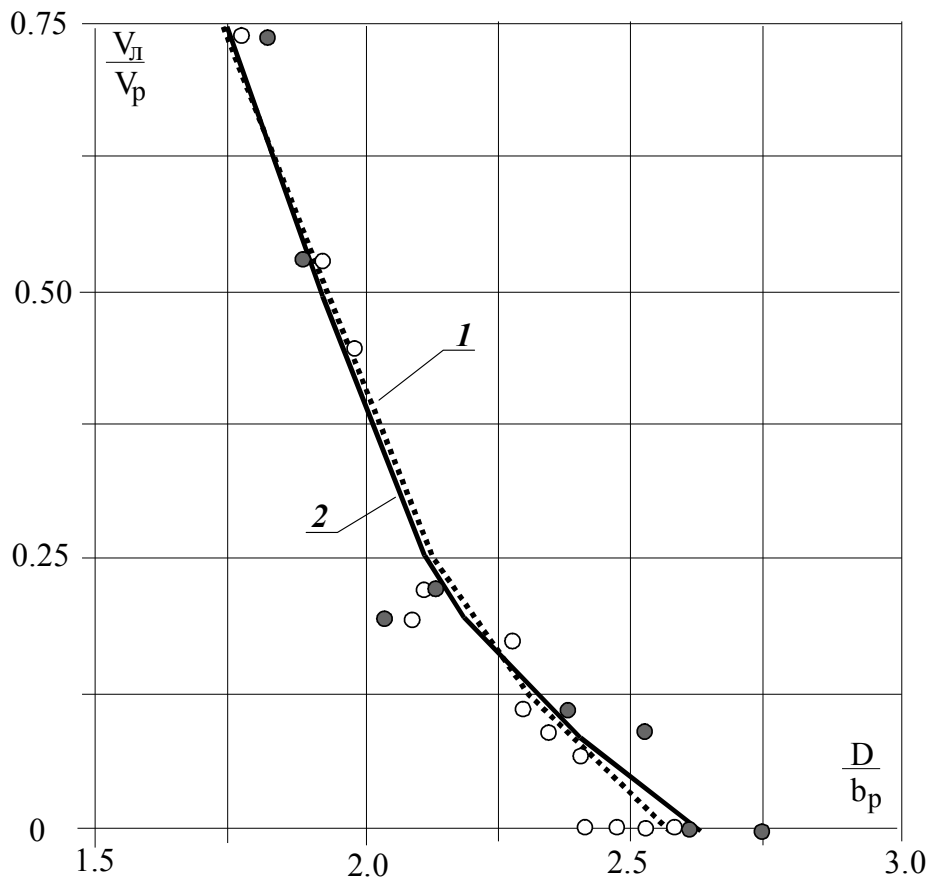


Рис. 5.89 – Залежність між відношенням об'єму лідируючої свердловини до об'єму палі $V_{л}/V_{п}$ та відношенням діаметра зони ущільнення до діаметра палі $D/b_{п}$ за: 1 – натурними замірами; 2 – моделюванням

Приклад схеми поділу основи на СЕ після влаштування лідируючої свердловини діаметром 0.50 м і глибиною 5.00 м для моделювання НДС набивної палі з розширенням зі щебню подано на рис. 5.90 (свердловина обмежена вузлами 865, 867 та 1186). Схема містить 369 СЕ з розмірами від 0.25x0.25 до 0.80x1.00 м і 1204 вузли (150 закріплених). Розрахункова область – циліндр діаметром 9.1 м та висотою 15.0 м.

Схема розроблена для набивної палі на майданчику відновлення Свято-Успенського собору на Івановій горі в Полтаві. До глибини 1.5 м залягає суглинок важкий пілуватий, твердий ($w = 0.21$; $\rho_{д} = 1.41$ г/см³), у діапазоні 1.5 – 3.5 м – суглинок легкий пілуватий, твердий ($w = 0.14$; $\rho_{д} = 1.49$ г/см³; $E = 5.8$ МПа), а нижче – глина легка пілувата, тверда ($w = 0.215$; $\rho_{д} = 1.54$ г/см³; $E = 14$ МПа).

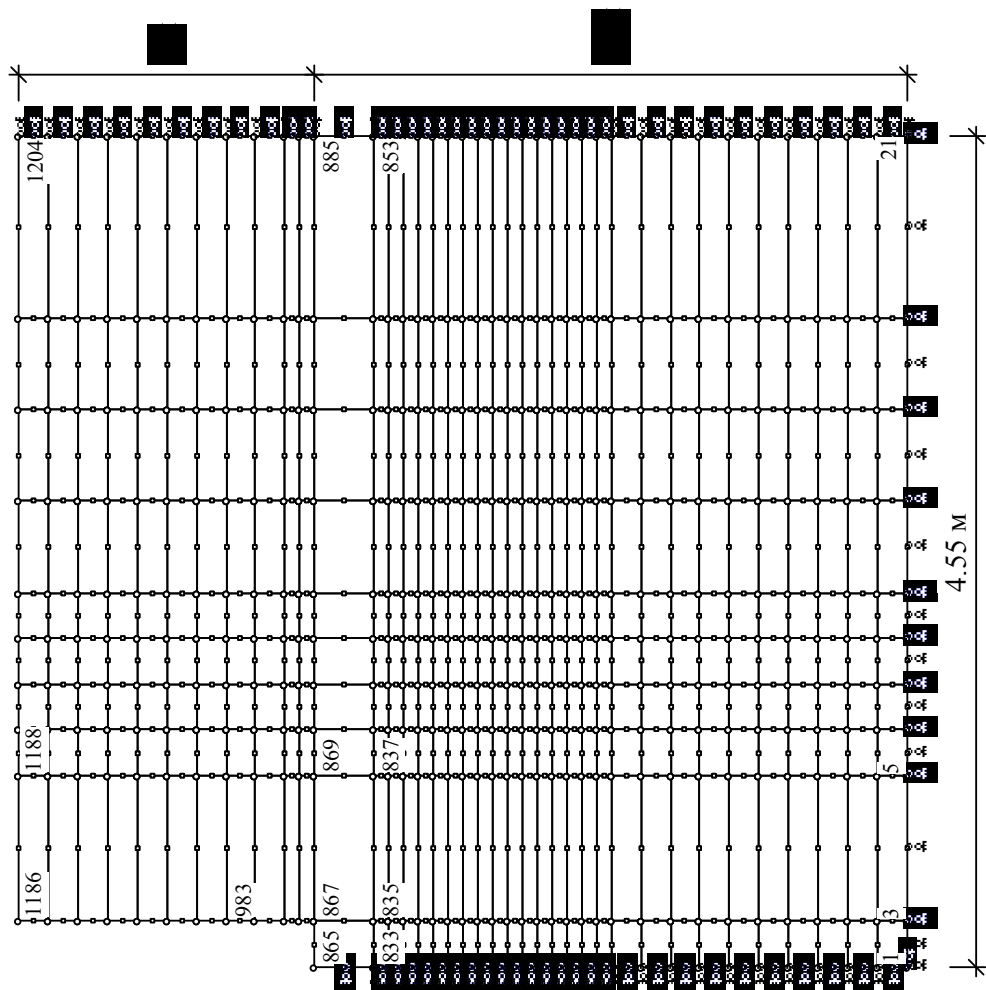


Рис. 5.90 – Приклад вихідної схеми поділу розрахункової зони масиву на скінчені елементи після утворення лідируючої свердловини і до влаштування розширення

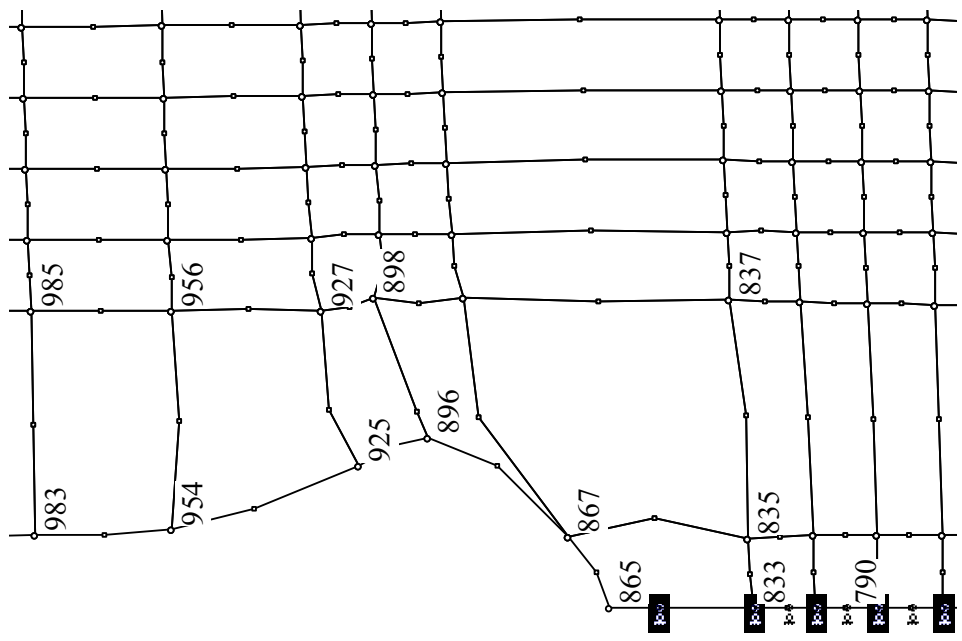


Рис. 5.91 – Фрагмент схеми першого етапу моделювання деформування основи палі з лідируючою свердловиною після влаштування розширення

При використанні у вихідних даних моделювання виразу (5.18) для опису залежності $E_i/E_o = f(V_i/V_o)$ значення коефіцієнта $a_o = 155.3$.

Розширення влаштовано втрамбовуванням щебню $V_{cr}=1.5 \text{ м}^3$ ($V_{cr,1}=0.25 \text{ м}^3$) циліндричною трамбівкою діаметром 430 мм. Розширення має форму еліпсоїда обертання з напівосями: горизонтальною $r_{br} = 0.65 \text{ м}$ і вертикальною $h_{br} = 0.70 \text{ м}$ [158]. Його утворення моделювалося завданням вимушених горизонтальних і вертикальних переміщень восьми вузлових точок (від 865 до 983), розташованих за контуром нижньої частини свердловини. Фрагмент схеми деформування основи при влаштуванні розширення подано на рис. 5.91. Картина ущільнення ґрунту навколо палі з лідируючою свердловиною та розширенням із втрамбованого щебню представлена на рис. 5.92. Ущільнення навколо свердловини відсутнє.

Найбільше ущільнення ґрунту поряд і під розширенням. Радіус зони достатнього ущільнення, де $\rho_d=1.60 \text{ г/см}^3$, за даними моделювання склав $r_s \approx 1.00 \text{ м}$, а за експериментально-аналітичною методикою, створеною на базі великої кількості натурних експериментів, $r_s = 0.96 \text{ м}$ (до речі, для такої ж палі, але без лідируючої свердловини, $r_s = 1.06 \text{ м}$). Значення модуля деформації ґрунту на межі зони достатнього ущільнення зросло у 2.3 разу, а його величина в середині цієї зони – у 3.5 разу. Наведені властивості навколопального ґрунту, його НДС використані для моделювання роботи цієї палі під навантаженням. Порожнину, отриману вибуруванням і витрамбовуванням, «заповнюють» конструкційними матеріалами (щебнем і бетоном) й уводять додаткові СЕ і вузли (у даному прикладі їх відповідно 13 та 43), що імітують стовбур палі й розширення.

Порівняння змодельованого графіка залежності осідання цієї палі від навантаження із даними її статичних випробувань подано на рис. 5.93. Осідання за результатами моделювання на 15 – 20% перевищують дані статичних випробувань, але зі збільшенням навантаження різниця суттєво зменшується. Дослідна паля свою несучу здатність не вичерпала, а при моделюванні ґрунт жодного СЕ не перейшов у текучий стан.

Отже, рішенням МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці підтверджені висновки, зроблені на базі натурних дослідів, – зменшення розмірів зони ущільнення і характеристик ґрунту в її межах за рахунок попереднього влаштування лідируючих свердловин для різноманітних фундаментів, що зводяться відповідно зменшення їх несучої здатності за степеневою функцією і залежать від співвідношення об'ємів свердловин і фундаментів, а також природної щільності ґрунту.

Характер взаємодії палових анкерів з основою визначається видом та станом ґрунту, глибиною закладення анкеру й об'ємом масиву, що включається в роботу, котрі залежать від способу зведення анкерів: схеми ущільнення ґрунту; характеру і швидкості передачі тиску; геометрії палі.

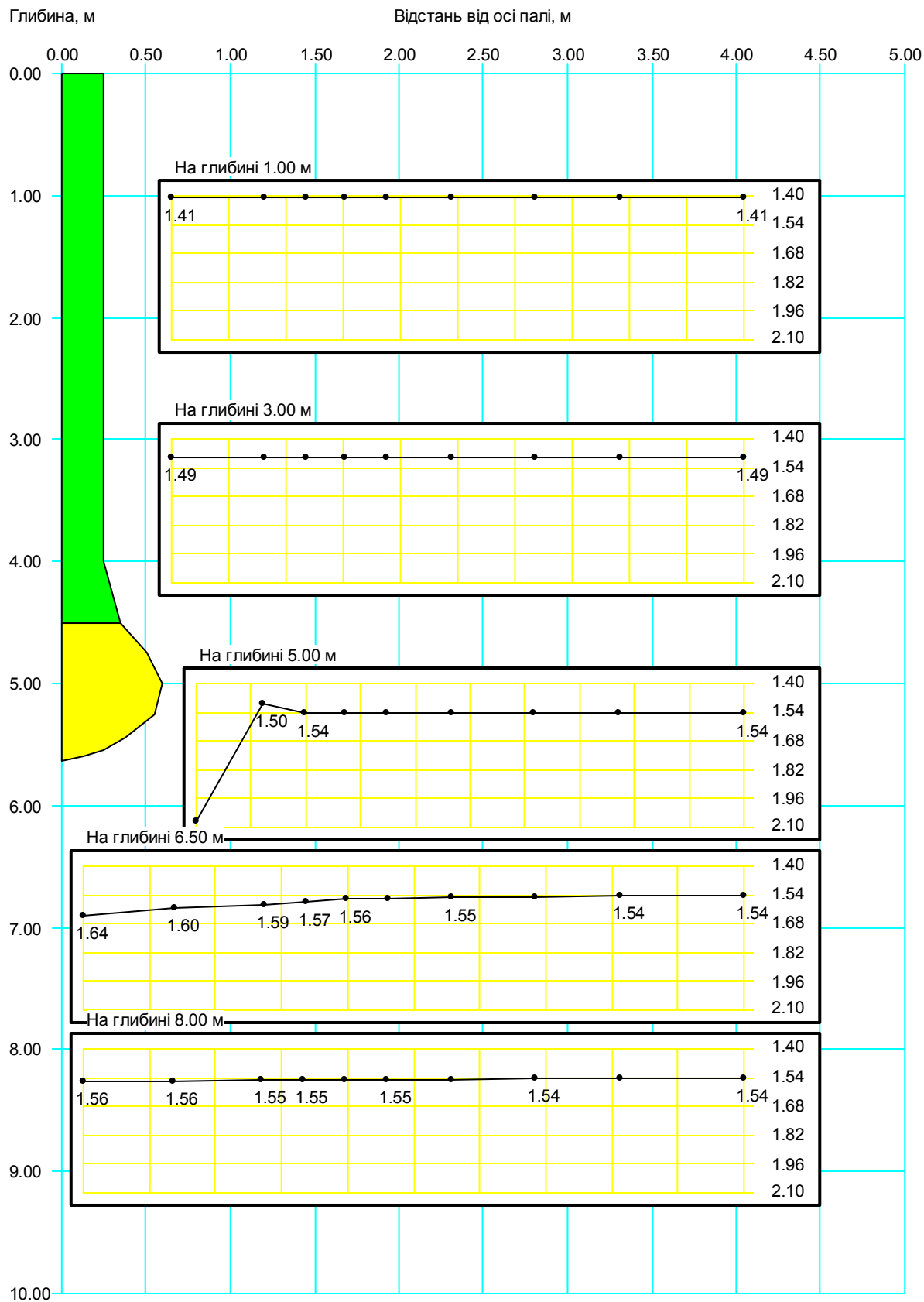


Рис. 5.92 – Ущільнення ґрунту навколо набивної палі з лідируючою свердловиною та розширенням з утрамбованого щебню за моделюванням

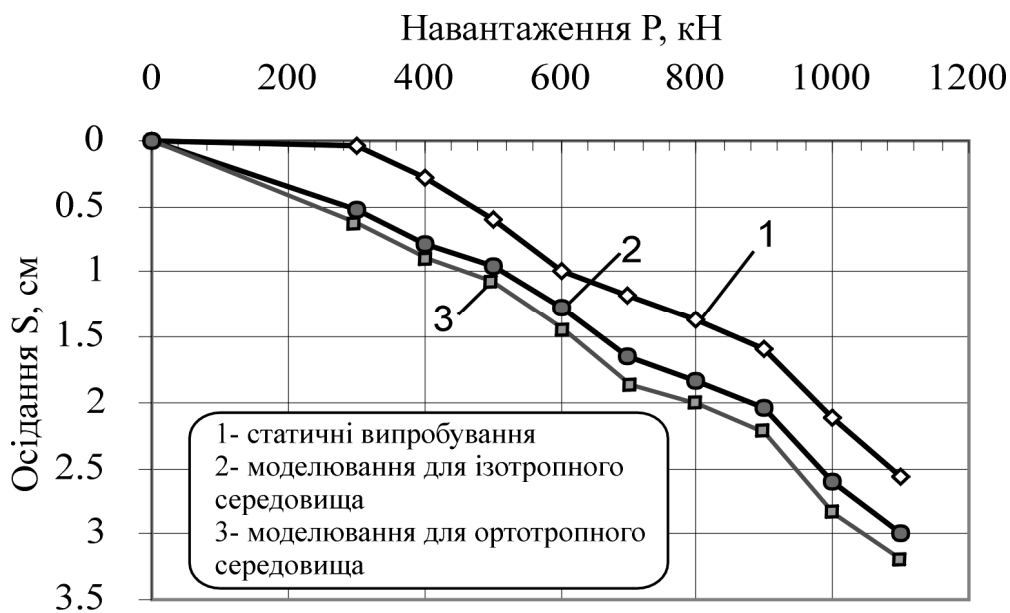


Рис. 5.93 – Графіки залежності осідання від навантаження набивної палі з лідируючою свердловиною й розширенням за: 1 – статичними випробуваннями; 2 – моделюваннями; 3 – те ж у разі трансверсально-ізотропного ґрунту при $n_{E, \alpha=90^\circ} = 0.8$ (п. 5.3.2)

Для урахування цих чинників, а також можливості одночасного існування в масиві навколо анкера областей в дограничному та граничному за міцністю стані ґрунту, при оцінюванні НДС основ, у т. ч. і за межею лінійної стадії деформування, також використано рішення вісесиметричної задачі МСЕ у фізично й геометрично нелінійній постановці [26, 194, 237].

До особливостей взаємодії анкерів із навколишнім масивом слід віднести: малу стадію пружних деформацій ($\Delta = 1 - 3$ мм) через нетривалу роботу ґрунту на розтягнення; практично відсутність характерної для багатьох фундаментів ефекту «доуцільнення ґрунту» на межі лінійної та нелінійної фаз деформування; формування в стадії пружно-пластичних деформацій так званого «тіла випирання» ґрунту навколо анкеру.

Досліджені [194, 237] ефективні конструкції пальових анкерів з розширеннями по довжині стовбура, в основу яких покладено концепцію залучення до роботи більшого об'єму ґрунту з підвищеними фізико-механічними властивостями й ущільненими зонами над розширеннями, що забезпечує зростання несучої здатності анкерів на висмикування, у т. ч.:

- клиноподібна паля з анкерними виступами, оберненими розширеним боком до поверхні, на нахилених гранях – «перекинута ялинка». При зануренні нижні виступи розсувають ґрунт, а верхні виступи «забирають» і додатково ущільнюють його;

- анкер у пробитій свердловині з кількома розширеннями (із жорсткого бетону з дисперсною арматурою), діаметр яких збільшується в напрямку до денної поверхні за її довжиною.

Особливості НДС масивів при влаштуванні в них пальових анкерів із розширеннями по довжині стовбура розглянемо на прикладах

моделювання занурення з використанням віброзанурювача ВП-1 клиноподібного пальового анкера з трьома симетричними виступами та пробивання свердловин циліндричною трамбівкою з утрамбовуванням нею ж в їх стінки та дно жорсткого бетону під анкер.

Довжина клиноподібних пальових анкерів – 3 м, із трьома виступами шириною по 100 мм через 900 мм за довжиною стовбура; кут конічності $\alpha = 6.5^\circ$; ширина поперечного перерізу вістря палі 70 мм; ширина її перерізу на рівні верхнього виступу – 1000 мм. Із поверхні ділянки залягає ІГЕ-1 – пісок насипний, дрібний, середньої щільності потужністю 1.9 м з: $w = 0.22$; $\rho_d = 1.52 \text{ г/см}^3$; $e = 0.74$; $S_r = 0.79$; $\varphi_{II} = 30^\circ$; $c_{II} = 2 \text{ кПа}$; $E = 15 \text{ МПа}$. Його підстилає ІГЕ-2 – мулисті відклади опіщанені, текучі потужністю 1.5 м ($w = 0.49$; $W_L = 0.39$; $W_p = 0.18$; $I_L > 1$; $\rho_d = 1.10 \text{ г/см}^3$; $e = 1.46$; $S_r = 0.91$; $\varphi_{II} = 12^\circ$; $c_{II} = 6 \text{ кПа}$; $E = 3 \text{ МПа}$).

Вихідна схема включає 300 СЕ у формі: прямокутників із розмірами від 0.10x0.30 до 0.40x0.60 м, прямокутних трапецій – від 0.10 (0.17)x0.30 до 0.80 (0.87)x0.30 м, паралелограмів – від 0.10x0.30 до 0.40x0.30 м, – і 971 вузол, з яких 89 закріплених. Розрахункова область задачі об'єднує нижній циліндр діаметром 7 м і висотою 4.2 м та верхній зрізаний конус із діаметрами 7 м (нижній) і 8.54 м (верхній) висотою 3.3 м (аналогічно рис. 5.20). Занурення анкера в масив (і витиснення ним ґрунту) імітувалось вимушеними вертикальними й горизонтальними переміщеннями вузлів сітки СЕ на вертикальній осі симетрії розрахункової області. Значення переміщень задавались від 500 мм (горизонтальні) та 150 мм (вертикальні) для вузла 941 (крайня точка виступу) до відповідно 35 і 150 мм для вузла 471 та 0 мм і 10 мм для вузла 455 (вістря). Фрагмент схеми деформування масиву від занурення анкера за моделюванням подано на рис. 5.94.

Діапазон переміщень ґрунту у горизонтальному напрямку склав від 25 до 475 мм (найбільші – навкруги виступів, чим вони вищі, тим переміщення більші). Діапазон переміщень у вертикальному напрямі склав від 12.5 до 237.5 мм (їх найбільші значення – під вістря палі).

Порівняння графіків зміни щільності сухого ґрунту ρ_d залежно од відстані від осі анкера, отриманих у результаті моделювання та натурального експерименту, представлені на рис. 5.95. Вони досить близькі між собою. Виняток становить деяке (не більше ніж 5%) перевищення змодельованих значень щільності над натурними даними безпосередньо поряд з бічною гранню палі (в межах так званої «ґрунтової сорочки»).

Діаметр зони достатнього ущільнення ($\rho_d \geq 1.60 \text{ г/см}^3$) за моделюванням на позначці 0.85 м від поверхні складає 2.23 м від осі, а на позначці 1.75 м – 1.60 м. Ці величини на 11.5 – 15.8% перевищують аналогічні параметри, отримані в натурних дослідах М.Л. Зоценка для коротких пірамідальних паль [79, 88]. Різниця пояснюється формуванням областей додаткового ущільнення піску під виступами анкера. На рис. 5.95 це добре

помітно для глибини 0.85 м від поверхні (над другим виступом): за моделюванням на відстані 0.86 м від осі $\rho_d=1.73 \text{ г/см}^3$, а на 0.95 м – 1.76 г/см^3 ; за експериментом – на відстані 0.79 м від осі $\rho_d=1.75 \text{ г/см}^3$, а на 0.99 м – 1.74 г/см^3 . Тобто «ефект доущільнення» ґрунту під вищими виступами (над нижчими) зафіксовано як у натурному досліді, так і за моделюванням, що, до речі, закладено у формулу винаходу клиноподібного пального анкера з виступами, оберненими розширеним боком до поверхні.

Убування значень щільності сухого ґрунту від бічної поверхні анкера за моделюванням найбільш вдало описується експоненційною функцією ($r=0.987 - 0.994$; $v=0.008 - 0.013$), гірше степеневою ($r=0.928 - 0.944$; $v=0.028 - 0.029$) та логарифмічною ($r=0.916 - 0.934$; $v=0.031 - 0.032$). За натурними дослідями статистичні показники цих трьох залежностей досить близькі між собою ($r=0.97 - 0.98$; $v=0.013 - 0.019$). Для піску (шар 1 на рис. 5.94) у зоні достатнього ущільнення як за моделюванням, так і за натурним дослідом модуль деформації зріс приблизно в 3 рази.

Моделюванням підтверджено й експериментально обґрунтований М.Л. Зоценком [79, 88] висновок про те, що при перевищенні кутом внутрішнього тертя φ величини 25° (у даному випадку $\varphi=30^\circ$) границі «зони впливу» виходять за межі зони ущільнення. Наприклад, для глибини 0.85 м від поверхні на відстані 1 м від осі анкера горизонтальна та вертикальна складові переміщень ґрунту за моделюванням склали близько 9 см; на відстані 2 м – відповідно 3 і 5 см; 3 м – менше 1 та 3 см. Для відмітки 1.75 м від поверхні ці складові дорівнюють: на відстані 1 м від осі 6.5 і 8.5 см; 2 м – відповідно 3 та 5 см; 3 м – менше 1 і 3 см.

Порівняння графіків залежності «висмикуюче навантаження P – переміщення голови анкера Δ » за результатами моделювання та статичних випробувань здійснено на рис. 5.96. Ці графіки близькі між собою до $P=175 \text{ кН}$ (переміщення голови анкера складає $\Delta=5 - 6 \text{ мм}$), після чого ($P=200 \text{ кН}$) починається розвиток інтенсивних переміщень голови анкера. Послідовність утворення областей, у яких ґрунт перейшов у текучий стан, навколо анкера з виступами від висмикуючого навантаження за моделюванням дана на фрагменті схеми деформування основи (рис. 5.97).

Із нього видно, що цей процес починається ще на стадії лінійної залежності між навантаженням і переміщенням анкера при силі $P=100$ і 150 кН саме навколо виступів на стовбурі (в послідовності «зверху – донизу»), котрі являють собою місця концентрації напружень. У ґрунті утворюються розриви між частками ґрунту й включаються до роботи нові області основи навколо анкера. Потім (при $P=175 \text{ кН}$) області навколо стовбура, в яких ґрунт перейшов у текучий стан, з'єднуються між собою, хоча при цьому приріст переміщень голови склав лише близько 1 мм.

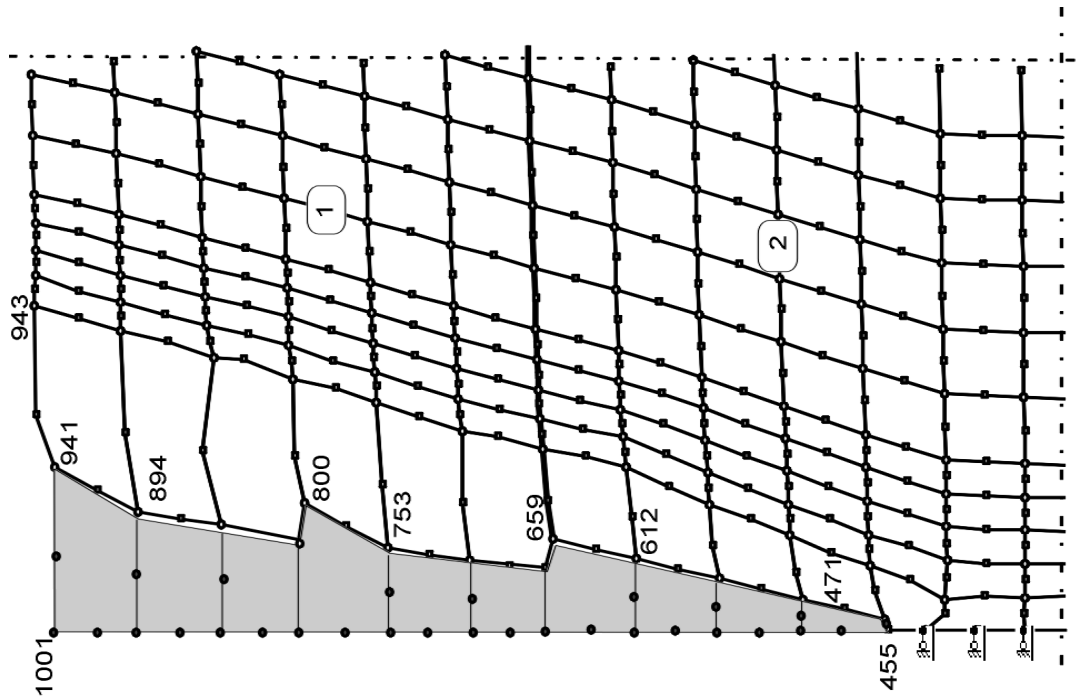


Рис. 5.94 – Фрагмент схеми деформування основи від занурення пальового анкера з виступами за моделюванням

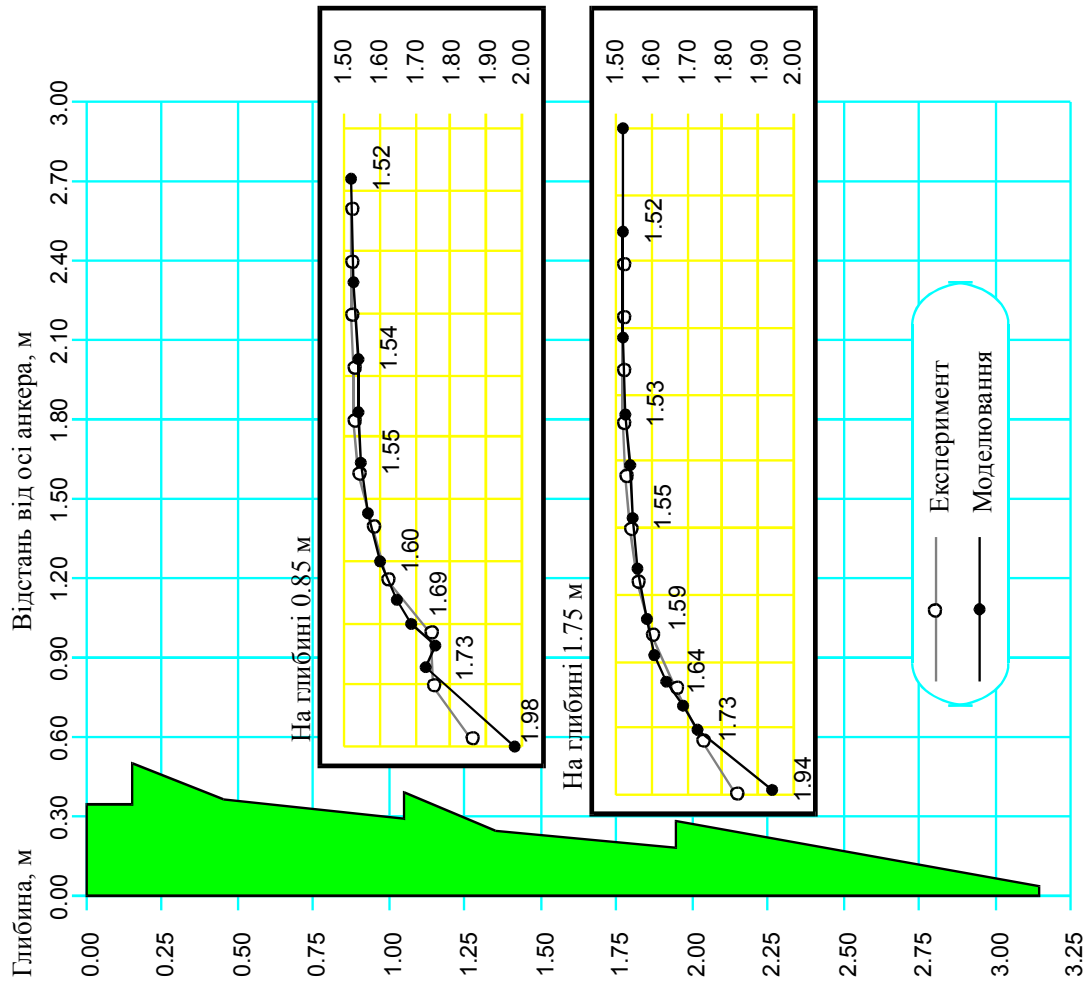


Рис. 5.95 – Порівняння уцілювання піщаного ґрунту навколо пальового анкера за моделюванням і натурним експериментом

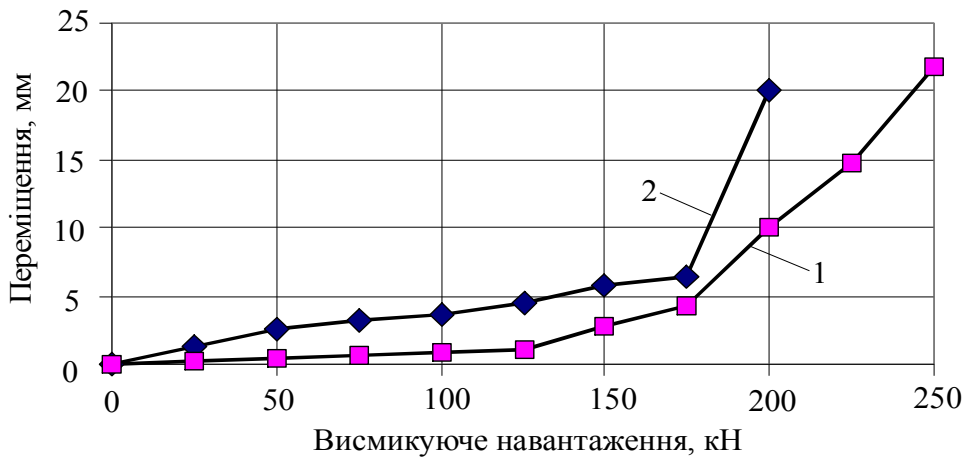


Рис. 5.96 – Графіки «висмикуюче навантаження – переміщення анкера» для клиноподібного пальового анкера з виступами: 1 – випробування; 2 – моделювання

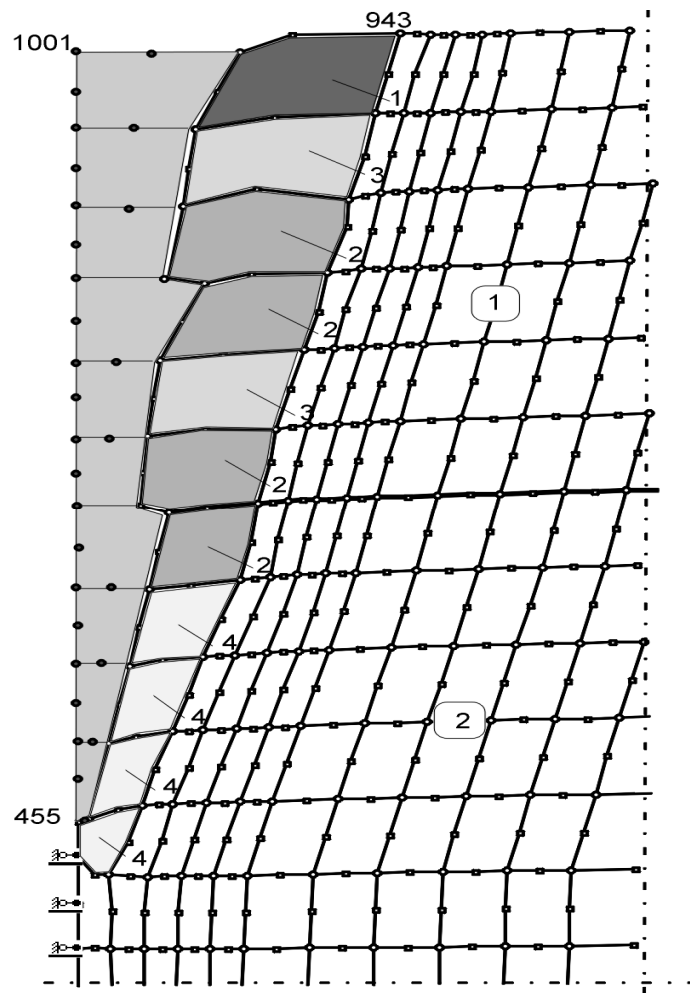


Рис. 5.97 – Перехід ґрунту в текучий стан навколо клиноподібного анкера з виступами при висмикуючій силі: 1 – 100; 2 – 150; 3 – 175; 4 – 200 кН

Нарешті, при $P=200$ кН за моделюванням перейшов у текучий стан ґрунт (шар 2) біля вістря палі. Це призвело до «зриву» анкера. Загальна форма зони, в якій ґрунт перейшов у текучий стан, – близька до прямого кругового конуса з кутом між його бічною поверхнею та вертикаллю ϕ .

Таким чином, *установлена можливість визначення достатньо достовірних значень розмірів зон ущільнення та деформування ґрунту навколо пальових анкерів із розширеннями й наведених параметрів ґрунту в них у межах рішення першого етапу пружно-пластичної задачі МСЕ.*

Для умов водонасичених масивів доведено можливість моделюванням [36] визначати вплив випирання ґрунту на поверхню при влаштуванні фундаментів без його виймання на наведені параметри основи, зокрема розміри областей розуцільнення й значення характеристик ґрунту в них, а також наступний НДС основ при навантаженні цих фундаментів.

Особливості підготовки вихідних даних для моделювання НДС основ фундаментів, що можуть бути представлені як *анізотропне, зокрема трансверсально-ізотропне, середовище*, викладені в п. 5.2. За вихідні дані наочної задачі були прийняті умови (нашарування ґрунтів, геометричні й технологічні параметри набивної палі з лідируючою свердловиною та розширенням із утрамбованого щебню) та розрахункові схеми, подані на рис. 5.90 – 5.92. Співвідношення значень модуля деформації ґрунту приймали згідно з дослідженнями [31, 277] на ділянках, складених лесовими ґрунтами природної вологості, $n_{E, \alpha=90^\circ} = 0.8$: для суглинку, розташованого вище від розширення, $E_\theta = E_r = 4.65$ МПа; $E_z = 5.8$ МПа; для глини, що залягає на рівні та нижче розширення, $E_\theta = E_r = 11.2$ МПа; $E_z = 14.0$ МПа.

Порівняння змодельованих графіків залежності $S = f(P)$ для ізотропної основи (позиція 2) та трансверсально-ізотропного середовища (позиція 3) представлено на рис. 5.93. Величина осідання палі у другому випадку, тобто за умови $E_\theta = E_r < E_z$, дещо (приблизно до 10%) більша у випадку, коли $E_\theta = E_r = E_z$. Цей результат не заперечує відомі закономірності механіки ґрунтів і висновки інших дослідників [22, 44, 53, 62, 172]. За моделюванням як і для ізотропного середовища, так і для анізотропного ґрунту у жодному з СЕ не досяг свого граничного стану.

Отже, *при відомих значеннях модуля деформації ґрунту в площині ізотропії E_r й E_θ та перпендикулярному їй напрямку E_z можливо моделюванням оцінити НДС ортотропних основ фундаментів.*

5.6 Висновки до розділу V

За феноменологічною моделлю ґрунту в задачах ущільнення масиву (перший етап моделювання) враховується як геометрична, так і фізична нелінійність роботи ґрунту, а для наступної роботи основи під статичним навантаженням (другий етап) – лише фізична нелінійність. Після першого етапу напруження релаксуються, а наведені характеристики 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 – у тому, що загальні деформації включають лінійну й пластичну складові, причому пластична виникає з досягненням НС межі міцності відповідно до умови Мізеса–Шлейхера–Боткіна. Враховується і зміцнення ґрунту як на першому етапі. Параметри моделі встановлюють інтерпретацією логарифмічною функцією даних компресійних випробувань ґрунту відповідно до швидкості передачі тиску при влаштуванні чи експлуатації основ.

Для оцінювання НДС основ при утворенні фундаментів ущільнення та їх наступній роботі створено програмний комплекс, у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних СЕ, що мають властивості значно змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки СЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напружень й наведених властивостей ґрунту на кожному кроці влаштування й навантаження фундаментів. Моделювання їх зведення полягає в завданні переміщень вузлів сітки СЕ з оцінюванням НДС масиву. На етапі їх роботи враховують дальше ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування бічної поверхні фундаменту за ґрунтом.

На збіжність числового і натурного дослідів з визначення розмірів зон деформації та ущільнення й наведених параметрів ґрунту в них суттєво впливають: 1) адекватність розрахункової схеми дійсній роботі ґрунту в масиві при влаштуванні фундаментів; 2) параметр моделі, що описує зміни модуля деформації залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску. Природні характеристики ґрунту і геометричні розміри робочих органів на точність моделювання істотно не впливають.

На наведені параметри ґрунту й розміри зон ущільнення та деформації основ впливають усі чотири фактори попереднього висновку. Зокрема, діаметр зони достатнього ущільнення палей постійного перерізу й коротких пірамідальних за експоненційною функцією залежить відповідно від щільності сухого ґрунту та кута внутрішнього тертя ґрунту, висота цієї ж зони під забивним блоком – за лінійною від площі його основи; зміна щільності сухого ґрунту і модуля деформації за глибиною поверхнево ущільненого шару – від їх природних значень, величини зниження поверхні й глибини від поверхні після ущільнення, потужність зони достатнього ущільнення – від двох перших чинників; розподіл тих же параметрів у масиві з глибинним ущільненням – від первинних характеристик ґрунту, відстані між осями, діаметрів ґрунтових палей. Зростання модуля деформації ґрунту безпосередньо біля фундаментів, створених за статичних способів ущільнення ґрунту, менше ніж за динамічних.

РОЗДІЛ VI. ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ, ЯКІ СПОРУДЖУЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

При проектування фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, в загальному випадку, апробовано наступний алгоритм.

1. Проводиться оцінювання інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов будівельного майданчику.

2. Визначаються величини навантажень на фундаменти та їх невідне поєднання.

3. Обираються типи та розміри фундаментів конкурентоспроможних у даних конкретних умовах.

4. Проводиться розрахунок кожного варіанта фундаментів і послідовно визначаються:

- глибина закладення ростверку й вертикальна прив'язка фундаменту;
- вертикальне допустиме навантаження на фундамент;
- горизонтальне допустиме навантаження на фундамент;
- необхідна кількість фундаментів у кущі (групі) чи кількість їх рядів і відстань між фундаментами у стрічці, окремо виходячи з вертикального і горизонтального навантажень, а також на сумісну дію;
- розміри ростверку, виходячи з розмірів надфундаментних конструкцій і мінімальної відстані між сусідніми фундаментами;
- проводиться перевірка фактичних вертикальних і горизонтальних навантажень на фундаменти;
- визначаються осідання основи фундаментів.

5. На підставі порівняння варіантів фундаментів обирається найбільш ефективний.

6. На підставі проведених розрахунків розробляються робочі креслення фундаментів за обраним варіантом.

7. Розробляються основні положення технології, організації, економіки, охорони праці та охорони навколишнього середовища.

У цьому розділі розглянуто окремі питання проектування фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, розроблені й впроваджені у практику будівництва при безпосередній участі авторів цієї роботи.

В сучасній практиці проектування фундаментів їх несучу здатність і осідання їх основ визначають різними способами в залежності від стадії розробки проекту.

На початковій стадії проектування несучу здатність і осідання фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, визначають розрахунком за аналітичними залежностями з використанням фізико-механічних характеристик ґрунтів. На стадії розробки робочого проекту користуються даними польових випробувань основ фундаментів статичними навантаженнями чи методом зондування ґрунтів. У процесі влаштування фундаментів використовують експрес-методи, в т.ч. і

динамічним навантаженням.

У розділі V розглянуто методи математичного моделювання залежності «навантаження – осідання» для фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту з урахуванням змін у ґрунтовій основі, які виникають при влаштування цих фундаментів. Цей підхід до проектування фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, дозволяє суттєво скоротити об'єм польових дослідних робіт.

6.1 Розрахункові методи оцінювання несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту

Оцінити дію вертикального навантаження на несучу здатність фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, можливо за допомогою відомої тричленної формули

$$F_d = \gamma_c \cdot [\gamma_{cR} \cdot R \cdot A + \sum h_i \cdot (\gamma_{cf} \cdot U_i \cdot f_i + U_{oi} \cdot i_p \cdot E_i \cdot K_i \cdot \varphi_r)] , \quad (6.1)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи фундаменту в ґрунті; γ_{cR} і γ_{cf} – коефіцієнт умов роботи ґрунту під подошвою та за бічною поверхнею фундаменту; R – розрахунковий опір ґрунту під подошвою фундаменту; A – площа спирання фундаменту на ґрунт; h_i – товщина кожного шару ґрунту в межах глибини закладення фундаменту; U_i – периметр i -го поперечного перерізу фундаменту; f_i – розрахункове тертя ґрунту за бічною поверхнею тіла фундаменту в i -му перерізі; U_{oi} – периметр i -го поперечного перерізу фундаменту, який має похилі бічні грані; i_p – тангенс кута нахилу між вертикаллю та гранями фундаменту; E_i – модуль деформації ґрунту i -го шару ґрунту; K_i – коефіцієнт, який залежить від виду ґрунту; φ_r – реологічний коефіцієнт.

Розрахункові характеристики R , f_i , E_i , E_i визначають методами сучасної механіки ґрунтів.

При розрахунках призматичних і циліндричних фундаментів (призматичні забивні палі, фундаменти (набивні палі) в пробитих свердловинах, частотрамбовані палі, тощо) $i_p = 0$. Тоді формула (6.1) приймає вигляд двочленної формули визначення несучої здатності висячих паль відповідно до ДБН В.2.1-10-2009 [65], а при $f_i = 0$ відповідає аналогічно для палі-стійки.

При визначенні несучої здатності пірамідальних паль, фундаментів у витрамбованих котлованах, опор контактної мережі залізниць, тощо важливу роль у їх несучої здатності відіграє третій член формули (6.1), яких враховує розпір за рахунок нахилених граней фундаментів.

Для визначення несучої здатності пірамідальних паль на дію вертикального навантаження більш достовірні результати показав метод визначення їх несучої здатності, що базується на рішенні вісесиметричної задачі теорії граничної рівноваги професора В.Г. Березанцева [14] для

конічних штампів.

В інтерпретації авторів [79, 92] отримано тричленне рівняння для визначення несучої здатності таких паль, основними елементами якого є геометричні розміри паль, коефіцієнти несучої здатності ґрунту, які залежать лише від кута внутрішнього тертя ґрунту, φ , і коефіцієнти, що є функціями кута конічності паль, α ,

$$F_d = b_p^2 \cdot (A_V \gamma_I \frac{b_p}{2} \cdot k'_\alpha + B_V \gamma_I' \cdot d \cdot k''_\alpha + C_V \cdot c_I \cdot k'''_\alpha), \quad (6.2)$$

де b_p – розмір сторони поперечного перерізу палі на рівні поверхні несучого шару ґрунту; d – заглиблення голови палі нижче земної поверхні; γ_I і γ_I' – питома вага ґрунту, відповідно, у межах глибини занурення палі й вище її голови; c_I – питома зчеплення ґрунту основи; A_V , B_V , C_V – коефіцієнти несучої здатності ґрунту, які залежать тільки від кута внутрішнього тертя ґрунту, φ , наведені у табл. 6.1; коефіцієнти k'_α , k''_α , k'''_α , які залежать від кута α , в значному ступені визначають величину несучої здатності пірамідальних паль.

Таблиця 6.1 – Значення коефіцієнтів ґрунту основи

Коефіцієнти	Кут внутрішнього тертя ґрунту, φ						
	15	20	25	30	35	40	45
A_V	4,76	8,76	18,9	39,1	85,6	201,6	526,3
B_V	6,15	11,26	21,1	41,2	85,0	189,5	470
C_V	22,93	30,94	46,3	71,3	121,3	225,9	470

Ці коефіцієнти встановлено, виходячи з наступних положень. Коефіцієнт k'_α визначається як відношення об'єму зони ущільнення палі з кутом α до відповідного об'єму для палі з кутом $\alpha = 15^\circ$. Коефіцієнт k''_α визначено на i відстані під площини прикладення навантаження до глибини розташування поверхні ковзання. Нарешті, коефіцієнт k'''_α є співвідношенням площі поверхні ковзання для палі з кутом α до площі ковзання палі з кутом $\alpha = 15^\circ$.

Відповідно до проведених розрахунків величина коефіцієнту $k'''_\alpha \approx 1$. Значення коефіцієнтів k'_α і k''_α в залежності від кута між вертикаллю та гранню палі α наведені у табл. 6.2.

Таблиця 6.2 – Значення коефіцієнтів, які залежать від кута між вертикаллю та гранню палі, α

Коефіцієнти	Кут між вертикаллю і гранню палі, α										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
k'_α	2,7	2,65	2,4	2,12	1,9	1,75	1,62	1,51	1,4	1,3	1,0
k''_α	0,2	0,25	0,31	0,38	0,44	0,51	0,61	0,7	0,8	0,9	1,0

Теоретичні та експериментальні дослідження несучої здатності пірамідальних паль шляхом співставлення результатів розрахунків і польових випробовувань паль статичним навантаженням показали, що:

– основними показниками, які характеризують ґрунтову основу, є кут внутрішнього тертя, φ_b , питоме зчеплення, c_f і питома вага ґрунту, γ . З їх збільшенням зростає несуча здатність пірамідальних паль;

– на поверхні пірамідальних паль виникають сили тертя, які відхиляють нормальні напруження до поверхні палі на кут, ε . Зі збільшенням сил тертя підвищується несуча здатність паль;

– при заглибленні голови пірамідальної палі нижче відмітки планування виникає привантаження ґрунту навколо палі, що сприяє формуванню «зони ущільнення», а це, відповідно, веде до збільшення несучої здатності пірамідальних паль;

– кут між вертикаллю та гранню пірамідальних паль, α , впливає на величину несучої здатності пірамідальних паль, зі зменшенням цього кута несуча здатність палі збільшується.

Порівняно з призматичними та циліндричними палями, для яких відстань між сусідніми палями нормується ДБН В.2.1-10-2009 [65], при проектуванні фундаментів будівель і споруд на пірамідальних палях, які мають розвинуту «зону впливу», відстань між ними слід приймати за формулою [79]

$$D_b = \lambda \cdot b_p, \quad (6.3)$$

де λ – коефіцієнт, який залежить від величини кута внутрішнього тертя ґрунту, φ , і приймається за табл. 6.3.

Таблиця 6.3 – Значення коефіцієнту λ в залежності від кута внутрішнього тертя ґрунту, φ

φ , град.	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42
λ	1,9	2,0	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5	2,7	2,8	2,9	3,1	3,2	3,4	3,65	3,8

Досвід використання пірамідальних паль показав, що вони є надійними фундаментами як в тих випадках, коли на них передаються вертикальні, так і значні горизонтальні навантаження. У період активного будівництва об'єктів сільськогосподарського призначення пірамідальні палі широко використовували як ефективні фундаменти трьохшарнірних рам прогонами від 12 до 27 м.

Відомі методи розрахунку пірамідальних паль на дію горизонтальних навантажень [11, 56, 64, 92, 131, 213] не враховували дію вертикальної складової навантаження. Експериментальними дослідженнями авторів було встановлено, що при дії горизонтального навантаження коротка пірамідальна паля ($\alpha > 5^\circ$) повертається у ґрунті. При цьому вона

переміщується вгору, а при втраті несучої здатності виникає ефект виштовхування палі з ґрунту. Виходячи з цього, можна припустити, що наявність вертикального навантаження на палю буде заважати її переміщення вгору, отже опір пірамідальної палі дещо підвищиться.

На рис. 6.1 наведено розрахункову схему роботи короткої пірамідальної палі на сумісну дію вертикального та горизонтального навантаження. Коли припустити, що палля абсолютно жорстка, тоді горизонтальний тиск ґрунту, P_x , на глибині z пропорційний коефіцієнту постелі C_x , горизонтальному переміщенню Δx і направлений протилежно переміщенню палі

$$P_x = - C_x \cdot \Delta x . \quad (6.4)$$

Теж саме складемо і для вертикального тиску ґрунту

$$P_z = C_z \cdot \Delta z . \quad (6.5)$$

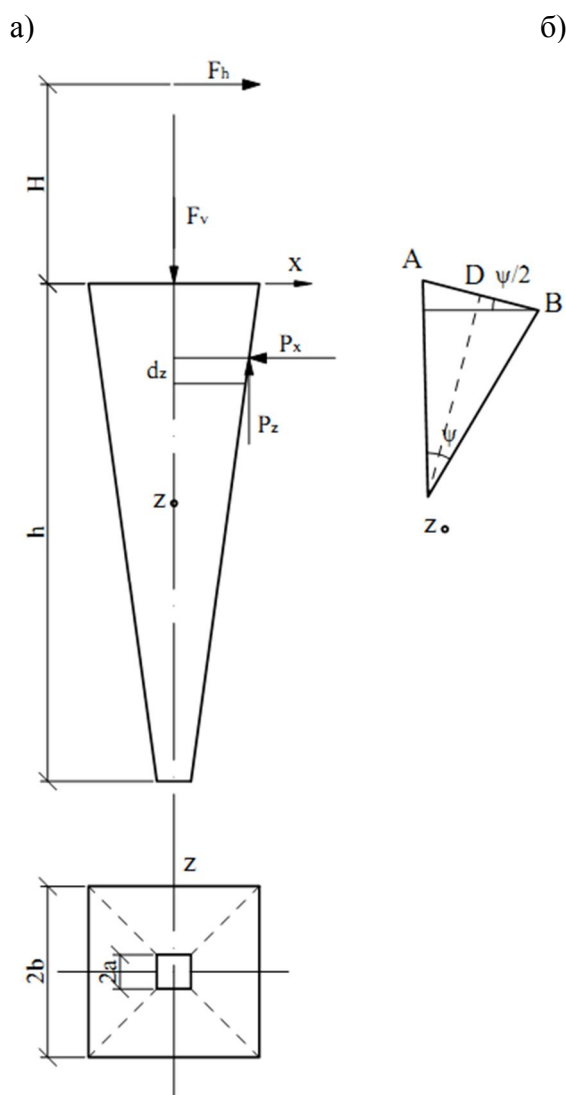


Рис. 6.1 – Розрахункові схеми роботи короткої пірамідальної палі в ґрунті при сумісній дії вертикального і горизонтального навантажень: а – дія навантажень; б – положення центру обертання палі залежно від кута оберту та осідання

Дослідження показали, що для визначення переміщень коротких пірамідальних паль при наявності ущільненої зони ґрунту задовільні результати для практичних потреб дає використання прямокутної епюри коефіцієнта постелі з глибиною. При цьому вважають, що коефіцієнти постелі $C_z = C_x = C$. Позначимо ординату центру обертання палі через Z_0 , кут обертання – Ψ та осідання – S .

В результаті тригонометричних перетворень отримаємо рівняння для визначення граничного горизонтального навантаження для короткої пірамідальної палі при наявності вертикального осевого навантаження

$$F_h = \frac{C}{W_v} \cdot \sin\Psi + \frac{F_v}{V_v} \cdot \sin\alpha, \quad (6.6)$$

де W_v і V_v – коефіцієнти, які залежать від геометричних розмірів палі, b , a , h , і кута між вертикаллю і гранню, α , пірамідальної палі (рис. 6.1). Другий член рівняння (6.6) є виразом для визначення частини граничного горизонтального навантаження короткої пірамідальної палі за рахунок довантаження її вертикальною осевою складовою, ΔF_h

$$\Delta F_h = \frac{F_v}{V_v} \cdot \sin\alpha. \quad (6.7)$$

Вираз (6.1) справедливий при умові пропорційної залежності між напруженнями та деформаціями. Дія експлуатаційного навантаження забезпечує при цих умовах надійну роботу палі. Її несуча здатність при цьому буде повністю не використана. На палю слід передавати більше навантаження, коли вже імовірний розвиток пластичних деформацій, але вони ще не мають катастрофічного стану.

У теоретичному плані це питання можна представити як пружно-пластичну задачу нелінійної механіки ґрунтів для випадку несиметричного завантаження. Її рішення пов'язано з певними складностями й потребує значної роботи.

Для практичного використання рівняння (6.6) представимо у вигляді степеневі функції. Показник степені функції визначений на підставі математичного аналізу залежності «горизонтальне переміщення – горизонтальне навантаження на палю». В результаті встановлено, що показник степені дещо різниться для піщаних і глинистих ґрунтів.

Шляхом аналізу графіків випробувань пірамідальних паль на дію горизонтального навантаження встановлено емпіричні значення показника степеневі залежності, m , для: піщаних ґрунтів $m = 0,555$ при коефіцієнті варіації, $v = 0,09$; глинистих ґрунтів $m = 0,625$ при $v = 0,11$.

На підставі встановлених залежностей опір коротких пірамідальних паль горизонтальному навантаженню з урахуванням вертикального привантаження, прикладеного за віссю симетрії палі, визначають за формулами:

$$\text{для глинистих ґрунтів} \quad F_h = \frac{(c \cdot \sin\Psi)^{0,625}}{W_v} + \frac{(F_v \sin\alpha)^{0,625}}{V_v}; \quad (6.8, \text{ а})$$

$$\text{для піщаних ґрунтів} \quad F_h = \frac{(c \cdot \sin\Psi)^{0,555}}{W_v} + \frac{(F_v \sin\alpha)^{0,555}}{V_v}. \quad (6.8, \text{ б})$$

Для перевірки достовірності отриманих формул (6.8, а) і (6.8, б) було проведено співставлення розрахункових даних з результатами статичних випробувань пірамідальних паль на 19 дослідних майданчиках, характерних різними ґрунтовими умовами. На рис. 6.2 наведено графіки залежності коефіцієнту підвищення несучої здатності пірамідальних паль за рахунок їх привантаження вертикальним осьовим навантаженням, n_f , які отримані за розрахунком і шляхом польових випробувань пірамідальних паль статичним навантаженням.

Проведене співставлення свідчить про те, що графіки, які отримані розрахунком і за даними польових випробувань аналогічні, коефіцієнти n_f , за розрахунком на 25% менші, ніж ті, що отримані за даними польових дослідів. Отримані залежності характеризуються коефіцієнтом варіації $v = 0,12$, що свідчить про достатню достовірність отриманих результатів.

В залежності від конструкції фундаменту, який споруджується без виймання ґрунту, і умов його розрахунку можливі різні критерії оцінювання несучої здатності основи. Наприклад, при розрахунку за першим граничним станом фундаменту в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з втрамбованого щебня перевіряють три умови несучої здатності з використанням основного рівняння (6.1).

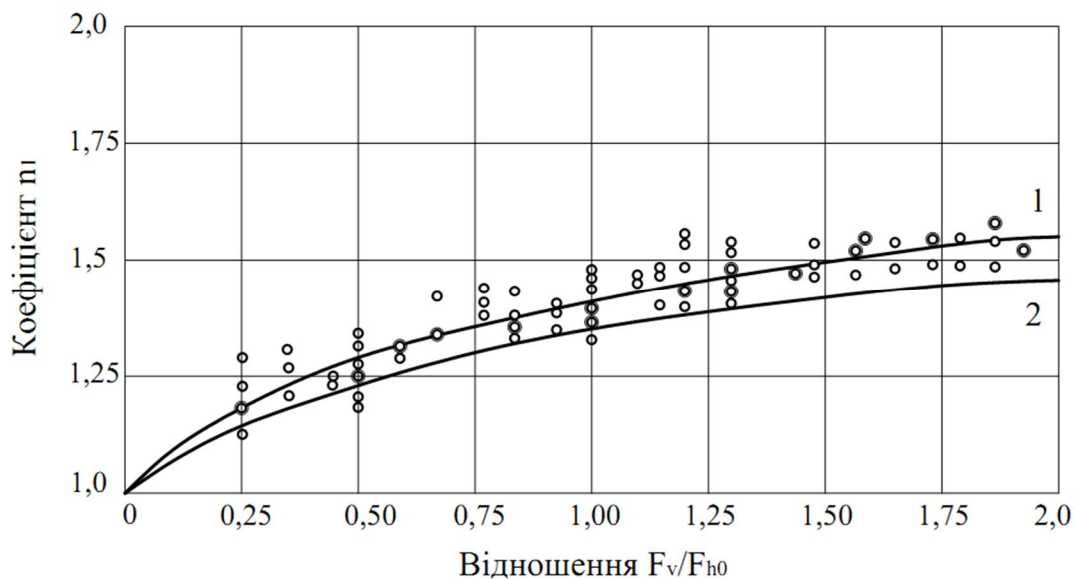


Рис. 6.2 – Графіки залежності коефіцієнту n_1 від величини вертикального навантаження F_v , віднесеного до несучої здатності пірамідальної палі F_{h0} , визначеного без урахування F_v : 1 – за результатами статичних випробувань; 2 – по розрахунку

Несуча здатність F_{d1} , виходячи з несучої здатності жорсткого матеріалу, з якого сформовано розширення у нижній частині фундаменту

$$F_{d1} = \gamma_c \cdot R_{cr} \cdot A, \quad (6.9)$$

де γ_c – коефіцієнт умови роботи фундаменту у ґрунті; R_{cr} – розрахунковий опір на стиск жорсткого матеріалу розширення; A – площа поперечного перерізу стовбура фундаменту.

Несуча здатність F_{d2} , виходячи з несучої здатності ущільненого ґрунту «зони впливу»

$$F_{d2} = \gamma_c \cdot (\gamma_{cr} \cdot R \cdot A_{cr} + U \cdot \sum_1^n \gamma_{cf} \cdot f_i \cdot h_i), \quad (6.10)$$

де γ_{cr} – коефіцієнт умови роботи ущільненого ґрунту; R – розрахунковий опір ущільненого ґрунту; A_{cr} – площа проекції розширення на горизонтальну поверхню; U – периметр поперечного перерізу стовбуру фундаменту; γ_{cf} – коефіцієнт роботи ґрунту за бічною поверхнею стовбуру фундаменту; f_i – розрахунковий опір ґрунту за бічною поверхнею стовбуру фундаменту; h_i – товщина i -го шару ґрунту у межах висоти стовбуру фундаменту.

Звичайно, тіло фундаменту (його стовбур) виготовляють з бетону, а у випадку, коли діє позацентрове навантаження – із залізобетону. Розрахунок його несучої здатності ведеться як бетонної чи залізобетонної конструкції на центральне та позацентрове стиснення. Несуча здатність фундаменту в пробитій свердловині, який виготовлений із суміші щебню та суглинку, за умовою міцності стовбуру визначається за формулою

$$F_{d4} = \gamma_c \cdot A \left[\frac{2c_1}{\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_1/2)} + \frac{2c_1 \cdot \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi_1/2) + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot d \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi_1/2)}{\operatorname{tg}(45^\circ - \varphi_1/2)} \right], \quad (6.11)$$

де c_1 і φ_1 – характеристики міцності суглинку заданої щільності у водонасиченому стані; γ_1 – питома вага суглинку заданої щільності у водонасиченому стані; d – глибина закладення фундаменту.

З метою перевірки достовірності формули (6.11) на дослідному майданчику, складеному лесованими суглинками, були проведені статичні випробовування фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з втрамбованого гранітного щебню. Стовбури фундаментів були виготовлені з суміші суглинку та щебня у різному відсотковому відношенні. Після виготовлення фундаментів їх основа була насичена водою за методикою, яку викладено у п. 4.2. Результати досліджень наведені у табл. 6.4.

Таблиця 6.4 – Результати випробувань і розрахунків фундаментів у пробитих свердловинах зі стовбурами зі суміші щебня і суглинку

№ ФПС	Об'єм щебня у розширенні, м ³	Об'єм стовбуру, м ³	Склад матеріалу, яким заповнений стовбур ФПС	Несуча здатність ФПС, F _d , кН	
				дослід	розрахунок
1	0,15	0,3	щебінь – 100%,	80	-
2	0,15	0,3	щебінь, 75%, суглинок, 25%	80	86
3	0,15	0,3	щебінь, 50%, суглинок, 50%	70	86
4	0,15	0,3	щебінь, 25%, суглинок, 75%	105	86
5	0,15	0,3	суглинок – 100%	92	46

З аналізу даних табл. 6.4 можна відмітити, що фундаменти, які виготовлені з перевагою щебня у стовбурі, за умов лесових просадочних ґрунтів основи, показали меншу несучу здатність, ніж ті, які виготовлені переважно з суглинку. Причиною цього явища розмокання ґрунту стінок свердловини при замочуванні та збільшення стисливості стовбуру фундаменту.

Результати розрахунків несучої здатності за матеріалом стовбуру фундаменту добре співпадають з даними досліду, що свідчить про те, що це слабка ланка в оцінюванні несучої здатності фундаменту в пробитій свердловині стовбур, якого виготовлено з суміші щебня та суглинку, при зволоженні просадочного ґрунту основи.

Як висновок, можна прийняти, що при проектуванні фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, в проекті слід приймати найменшу величину, з усіх розглянутих критеріїв її оцінювання.

Також було удосконалено методику визначення несучої здатності забивних призматичних паль тертя за показниками міцності ґрунтів навколопальної зони на базі теорії їх граничного стану і вимог норм проектування основ фундаментів за I групою граничних станів [24, 212]. Шляхом комплексних експериментів доведено більш високу її точність порівняно з нормативним методом.

Базуючись на аналізі досліджень взаємодії призматичних паль з ґрунтами, при вдосконаленні методики визначення їх несучої здатності використано модель граничної рівноваги основи й збережено принцип розподілення загального опору палі на опір ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею. Їх пропонується встановлювати за розрахунковими величинами показників міцності за умов випробувань на одноплощинне зрушення ущільнених водонасичених зразків.

Прийнято, що поверхні сковзання розвиваються лише під вістрям, а навколо палі утворюється ущільнений масив ґрунту (зона впливу), який, зміщуючись разом з палею, сприяє виникненню сил тертя на межі непорушеного й ущільненого ґрунту. Через те, що величина $S_{зр} \ll S_u$ (S_u – граничне осідання певного виду споруд), тобто вичерпання несучої здатності за бічною поверхнею палі відбувається значно раніше, ніж за її вістрям, розрахункові значення показників міцності ґрунту навколо стовбура та під вістрям палі слід визначати за різними розрахунковими схемами.

Спираючись на вимоги норм щодо розрахунку основ за несучою здатністю та визначення розрахункового опору ґрунту за бічною поверхнею палі, її несуча здатність є сумою розрахункових опорів ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею

$$F_u = \gamma_c \left(\gamma_{cR} \cdot R_u \cdot A + u \cdot \sum_{i=1}^n \gamma_{cf} \cdot \tau_i \cdot h_i \right), \quad (6.12)$$

де γ_c – коефіцієнт умов роботи палі, $\gamma_c = 1$; R_u – розрахунковий опір

грунту під її вістрям, кПа; A – площа поперечного перерізу палі, m^2 ; u – периметр її поперечного перерізу, m ; γ_{cR} , γ_{cf} – відповідно коефіцієнти умов роботи ґрунту під вістрям і за бічною поверхнею палі; τ_i – розрахунковий опір тертя за бічною поверхнею палі i -го шару ґрунту, кПа; h_i – товщина i -го шару ґрунту в межах довжини палі.

Зважаючи на вимоги норм з проектування фундаментів за несучою здатністю, розрахунковий опір ґрунту під вістрям визначають як для фундаменту з глибиною закладення d і шириною підосви b , що дорівнює ширині поперечного перерізу палі

$$R_u = N_\gamma \cdot \xi_\gamma \cdot b \cdot \gamma_I + N_q \cdot \xi_q \cdot \gamma_I' \cdot d + N_c \cdot \xi_c \cdot c_I, \quad (6.13)$$

де N_γ , N_q , N_c – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності ґрунту під вістрям палі, які приймають залежно від величини кута внутрішнього тертя φ_I ґрунту за виразами

$$N_\gamma = 1,8 \cdot (N_q - 1) \cdot \operatorname{tg} \varphi_I; \quad N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \varphi_I / 2 \right) \cdot e^{\pi \cdot \operatorname{tg} \varphi_I}; \quad N_c = (N_q - 1) / \operatorname{tg} \varphi_I, \quad (6.14)$$

ξ_γ , ξ_q , ξ_c – коефіцієнти, які залежать від співвідношення довжини й ширини поперечного перерізу палі (для квадратного: $\xi_\gamma = 0,75$; $\xi_q = 2,5$; $\xi_c = 1,3$) $\eta = l/b$

$$\xi_\gamma = 1 - 0,25 \cdot \eta; \quad \xi_q = 1 + 1,5 \cdot \eta; \quad \xi_c = 1 + 0,3 \cdot \eta; \quad (6.15)$$

γ_I , γ_I' – питома вага ґрунту відповідно нижче і вище від вістря з урахуванням виважуючої дії води, kH/m^3 ; c_I – питома зчеплення ґрунту, що залягає нижче вістря, кПа. Розрахункові показники міцності ґрунту φ_I , c_I під вістрям визначають плоским зрушенням попередньо ущільнених водонасичених зразків згідно ДСТУ Б В.2.1-4-96.

Розрахунковий опір ґрунтів за бічною поверхнею τ_i для кожного i -го шару ґрунту, що оточує стовбур палі, встановлюють за формулою

$$\tau_i = \zeta_i \cdot \sigma_{zg}^{сep} \cdot \operatorname{tg} \varphi_I' + c_I', \quad (6.16)$$

де ζ_i – коефіцієнт бічного тиску i -го шару ґрунту, що визначають залежно від числа пластичності I_{pi} для кожного шару, що прорізає паля (для пісків $I_{pi} = 0$):

$$\zeta_i = 0,3665 + 0,0157 \cdot I_{pi}; \quad (6.17)$$

$\sigma_{zg}^{сep}$ – середній, у межах i -го шару, тиск від власної ваги ґрунту, кПа; φ_I' , c_I' – відповідно розрахунковий кут внутрішнього тертя й питома зчеплення ґрунту i -го шару, що відповідають завершенню осідання зрушення $S_{зр}$ за графіком $lg \Delta l = f(lg \tau)$, який одержують методом одноплощинного зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків ґрунту.

Для диференційованого визначення показників міцності ґрунтів в умовах ущільненого водонасиченого середовища, що оточує палю, за даними випробувань на одноплощинне зрушення, розроблена наступна схема лабораторних випробувань, що якомога ближче відповідає фактичному стану й роботі ґрунту в зоні впливу палі:

- визначення початкових показників фізичних властивостей ґрунтів;
- компресійні випробування зразків з досягненням умовної стабілізації деформацій і зволоженням ґрунту до $S_r \geq 0,80$;
- пенетраційні випробування зразків після закінчення компресії;
- проведення випробувань цих же зразків на одноплощинне зрушення з метою одержання показників міцності ущільненого й зволоженого ґрунту;
- аналіз даних зрушення для роздільного визначення c_1 і ϕ_1 при встановленні опору тертя за бічною поверхнею палі τ та несучої здатності ґрунту під її вістрям R_u .

Відповідно до розрахункової схеми роботи палі вперше було запропоновано роздільне визначення показників міцності ґрунту навколо стовбура та під вістрям шляхом обробки результатів випробувань на одноплощинне зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків відповідно за способом повної логарифмічної перебудови (на графіках у координатах $lg\Delta l = f(lg\tau)$, де Δl – деформації зрушення; τ – дотичні напруження) і стандартною методикою.

На цих графіках точка перетину двох ділянок прямих свідчить про повне руйнування незворотних структурних зв'язків у глинистому ґрунті. Тоді, за результатами лінеаризації, кінець першої ділянки графіка дає можливість виявити величину питомого опору зрушення τ' (при $\sigma = \text{const}$) і далі показники міцності ґрунту ϕ_1' , c_1' , які відповідають зрушувальній деформації випробуваної палі (тертя за бічною поверхнею).

Кінцеві ж значення τ з другої ділянки графіка дозволяють визначити показники міцності ϕ_1 , c_1 , які відповідають процесу подолання міцності ґрунту під вістрям палі (чи лобовий опір).

Отже, показники міцності ґрунту за бічною поверхнею та під вістрям палі встановлюють за даними однакових випробувань (навіть на одних зразках), але за різними схемами обробки результатів дослідів.

Приклад графіка $lg\Delta l = f(lg\tau)$ дано на рис. 6.3 із характерними відрізками, що мають точки перетину з координатами $\Delta l_{зр}$, $\tau_{зр}$ для умов $\sigma = \text{const}$. Зазвичай величина $\Delta l_{зр} \ll 5$ мм і становить 1 – 3 мм.

Методику визначення несучої здатності палі за показниками міцності ґрунтів апробовано для зв'язних і незв'язних ґрунтів, зокрема, обводнених суглинків та супісків Одещини (дані Ю.Ф. Тугаєнко, О.В. Новського), лесових суглинків Ростовської області (дані В.П. Ананьєва, Я.Д. Гільмана), супісків і пісків Київщини (дані М.В. Корнієнка).

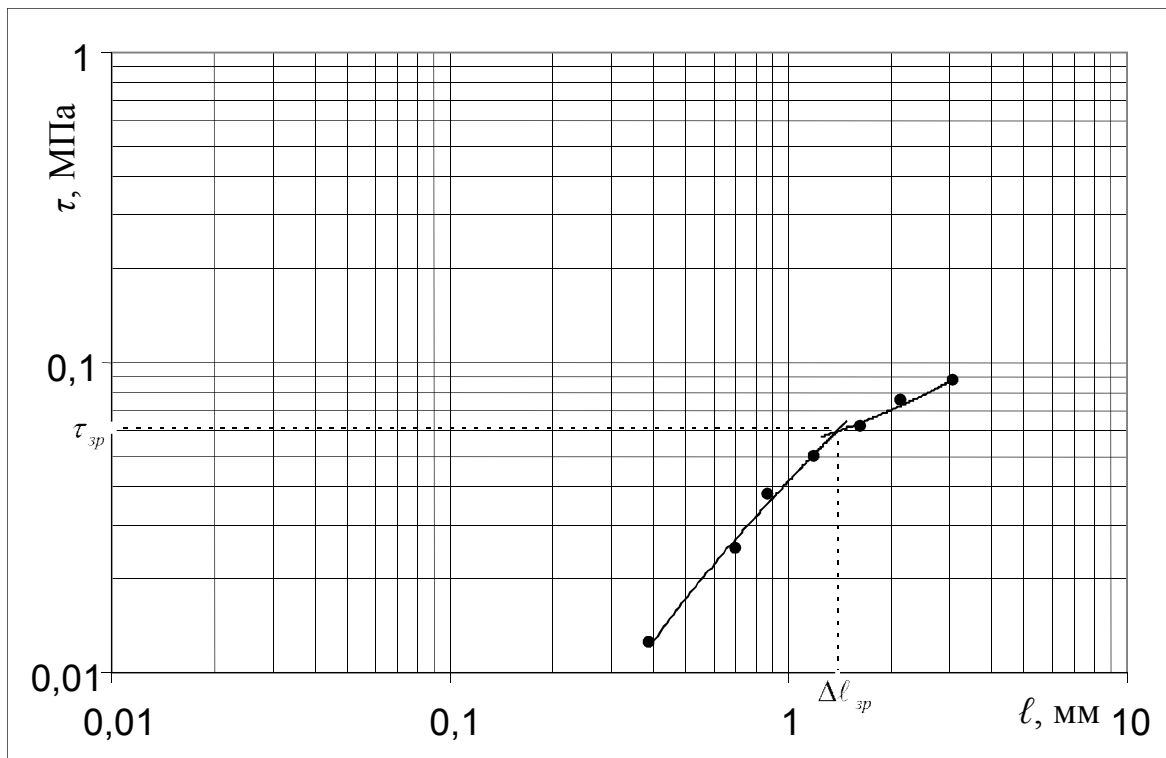


Рис. 6.3 – Графік залежності між деформаціями зрушення $\Delta\ell$ і дотичними напруженнями в зразку ґрунту τ , побудований у логарифмічних координатах

Відносна похибка величин прогнозу несучої здатності паль за методикою ПолтНТУ порівняно з даними статичних випробувань ґрунтів палями не перевищила 20%, а аналогічних результатів за СНиП 2.02.03-85 досягала 40%.

Комбінована методика визначення несучої здатності паль за дослідженнями попередньо стиснених і насичених водою зразків пенетрацією й одноплщинним зрушенням дозволяє зменшити обсяг випробувань ґрунту палями і зондуванням.

Шляхом комплексних польових і лабораторних досліджень фізико-механічних властивостей широкого діапазону незв'язних і зв'язних ґрунтів у водонасиченому стані, визначення несучої здатності паль за результатами статичних випробувань ґрунту палями F (близько 100 величин), а також методикою ПолтНТУ F_u і СНиП 2.02.03-85 F_d (понад 360 пар значень) сформовано достатній масив даних для статистичної оцінки достовірності прогнозу несучої здатності паль за показниками міцності ґрунту. Підсумки розрахунків порівнювались визначенням коефіцієнтів:

$$K = F_u / F_d ; \quad (6.18)$$

$$K' = F_u / F . \quad (6.19)$$

Як приклади на рис. 6.4 і 6.5 побудовано графіки порівняння величин несучої здатності забивних призматичних паль відповідно у пісках мілких і суглинках з показником текучості $I_L < 0,5$, що визначені за показниками міцності ґрунту F_u та результатами статичних випробувань ґрунтів палями F .

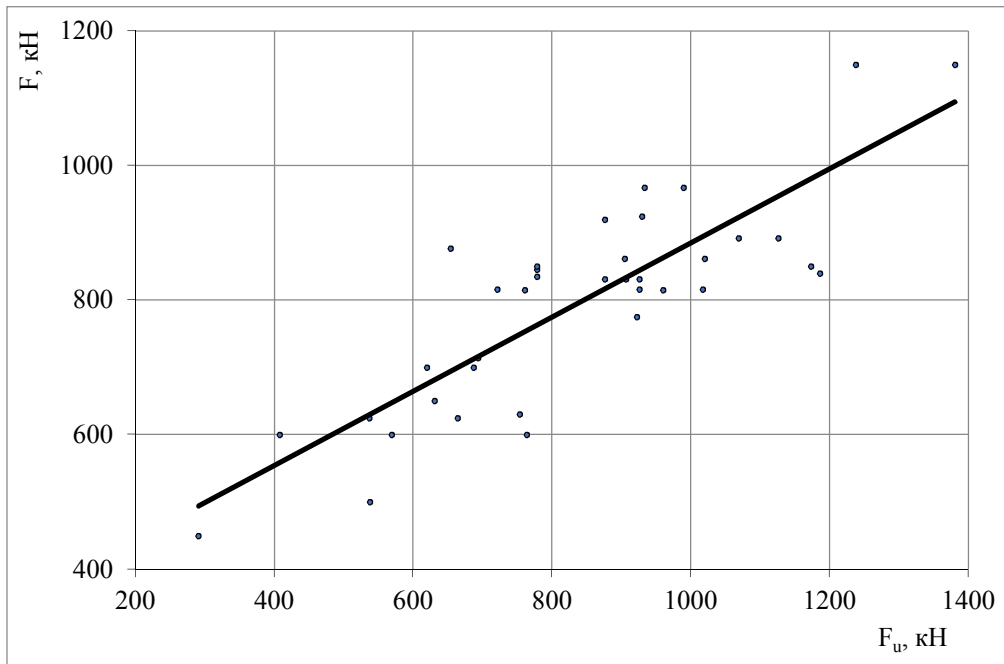


Рис. 6.4 – Порівняння величин несучої здатності забивних призматичних паль у м'яких пісках, що визначені аналітично за показниками міцності ґрунту F_u та результатами їх статичних випробувань F

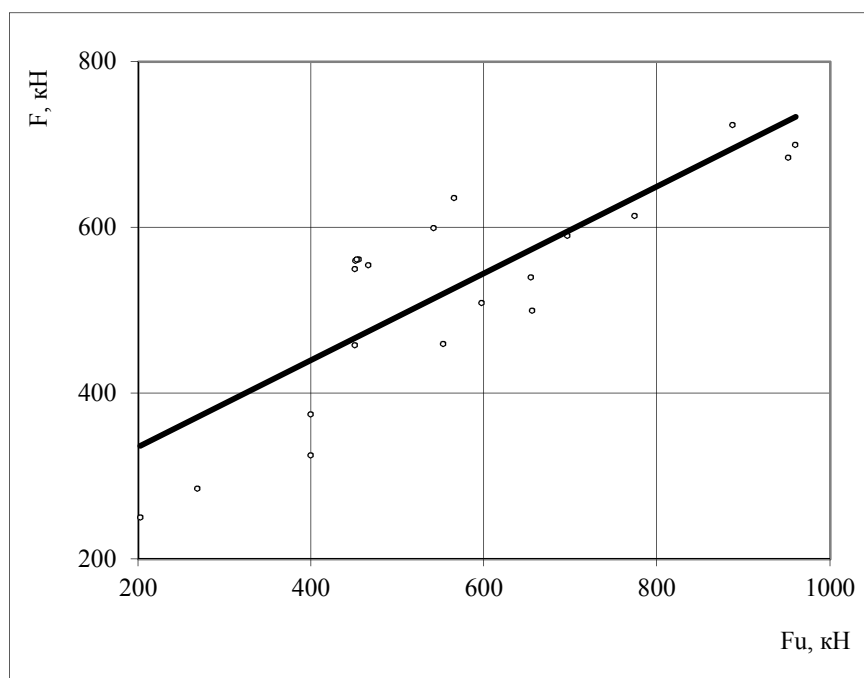


Рис. 6.5 – Порівняння величин несучої здатності забивних призматичних паль у суглинках з показником текучості $I_L < 0,5$, що визначені аналітично за показниками міцності ґрунту F_u і результатами їх статичних випробувань F

Зокрема, встановлено, що підхід СНиП 2.02.03-85 занижує величину несучої здатності паль у середньому для пісків середньої крупності на 29 %, м'яких на 35 %, а пилюватих на 47 %. Значення несучої здатності паль у м'яких і пилюватих пісках, що прогнозовані за показниками міцності ґрунту F_u , достатньо близькі (коефіцієнт варіації $v \leq 0,20$) до величин,

установлених за статичними навантаженнями ґрунтів палями F .

У пісках середньої крупності для врахування дилатансії при забиванні паль у щільне середовище запропоновано ввести знижуючий коефіцієнт 1,2 до величин їх несучої здатності, розрахованих за показниками міцності ґрунту.

Відносні похибки величин несучої здатності паль, які визначені за показниками міцності суглинків і легких пилуватих глин F_u , з даними статичного навантаження ґрунтів палями не перевищують 20 – 25 % (при $v \leq 0,20$). Нормативна методика занижує несучу здатність паль у суглинках з $I_L \geq 0,5$ у середньому на 45 %, а в суглинках з $I_L < 0,5$ та глинах з $I_L < 0,5$ завищує її на 10 і 25 % відповідно, при більших відносних похибках (відповідно до 70 %, 35 %, 50 %), ніж між значеннями несучої здатності паль, що прогнозовані за показниками міцності ґрунту F_u і статичними навантаженнями ґрунтів палями F .

Залежність між несучими здатностями призматичних паль, які розраховані за показниками міцності ґрунту F_u та підсумками статичних випробувань ґрунтів палями F , можливо описати лінійною функцією виду $F = a + b \cdot F_u$, де a , кН, і b – емпіричні коефіцієнти, при коефіцієнтах кореляції $r \geq 0,83$ і варіації $v \leq 0,15$).

Аналогічна залежність і між розрахованими величинами несучої здатності паль F_d та F_u (а також їх відповідними складовими, що визначені за СНиП 2.02.03-85 і показниками міцності ґрунту: величинами розрахункового опору ґрунту під вістрям, R та R_u ; значеннями розрахункового опору тертя ґрунту за бічною поверхнею паль, $\sum f_i \cdot h_i$ і $\sum \tau_i \cdot h_i$), але при значно менш тісному взаємозв'язку між чинниками ($r \geq 0,58$; $v \leq 0,36$).

Істотний розкид взаємозв'язку значень несучої здатності призматичних паль, які прогнозовані за двома аналітичними методиками, пов'язаний, головним чином, з недоліками складання таблиць СНиП 2.02.03-85 залежно лише від гранулометричного складу піску чи показника текучості глинистого ґрунту й глибини розташування шарів ґрунту від денної поверхні.

Для переходу від несучої здатності палі, яка прогнозована за показниками міцності ґрунтів, до розрахункового навантаження на неї $N = F_u / \gamma_k$ статистично обґрунтовано коефіцієнт надійності, що аналогічний нормативному, за даними статичних випробувань ґрунтів палями $\gamma_k = 1,2$, на відміну від прийнятого нормами для даних, отриманих з використанням таблицями СНиП 2.02.03-85, $\gamma_k = 1,4$.

6.2 Визначення несучої здатності фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, за результатами польових дослідних робіт

До польових дослідних робіт з визначення несучої здатності фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, відносяться методи статичного та динамічного зондування, а також випробовування дослідних фундаментів в умовах будівельних майданчиків динамічними та статичними навантаженнями.

Для оцінювання несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, авторами розроблена модифікація методу зондування ґрунту розширеним конічним наконечником з циліндричними ступенями при відношенні діаметру основи конусу до діаметру штанг складає 1,6. Більш детально цей метод викладений у розділі II цієї роботи.

Головна позитивна відмінність цього методу статичного зондування від нормативних полягає у тому, що зменшення тертя за бічною поверхнею штанг дозволяє з більшою ефективністю використати статичне зусилля зондування. З іншого боку, наявність розширення конусу створює простір між штангою та стінкою свердловини, що при зондуванні дозволяє отримати умови penetрації, тобто, зняти вплив природного тиску ґрунту на результати дослідів. Можливість використання наконечників різних розмірів дозволяє підвищити точність випробувань слабких ґрунтів, для яких метод зондування є дійсно доступним.

Для визначення несучої здатності забивних призматичних паль залежність між розрахунковим опором ґрунту у вістрі палі, R , й опором ґрунту конусу, q_s^0 , у вістрі палі можна представити у вигляді

$$R = \lambda \cdot q_s^0, \quad (6.20)$$

де λ – переводний коефіцієнт;

Дані експериментальних досліджень ґрунтів тензопаллями [13, 63, 71, 79, 88] показують, що між розрахунковими значеннями опору penetрації ґрунту у вістрі, R , і тертя за бічною поверхнею палі, f_i , існує лінійна залежність з коефіцієнтом кореляції, близьким до одиниці (0,992) вигляду

$$f_i = 6 + 0,0117 \cdot R = 6 + 0,0117 \cdot \lambda \cdot q_s^0. \quad (6.21)$$

Залежність (6.13) прийнята для обчислення розрахункового тертя за бічною поверхнею палі з використанням даних статичного зондування ґрунтів розширеним конічним наконечником з циліндричними ступенями.

З урахуванням виразів (6.20) і (6.21) рівняння для визначення окремого значення граничного опору забивної палі в точці зондування, F_u має вигляд

$$F_u = q_s^0 \cdot A \cdot \lambda_0 \cdot \theta + 0,0117 \cdot U \cdot \sum_1^n q_s^i \cdot \lambda_i \cdot h_i + 6U \cdot \sum_1^n h_i, \quad (6.22)$$

де A і U площа поперечного перерізу та периметр палі; θ – коефіцієнт, який враховує характер деформацій в основі фундаменту, для призматичних паль $\theta = 1$; h_i – товщина i -го шару ґрунту у межах глибини занурення палі; q_s^i – опір зондування в i -му шарі ґрунту в межах глибини

занурення палі.

Відповідно до висновків ряду дослідників, перехідний коефіцієнт λ від опору зондування, q_s^0 , до розрахунковому опору ґрунту у вістрі палі, R , залежить від виду ґрунту та опору ґрунту конусу. Опір ґрунту конусу, q_s , лінійно корелюється з модулем деформації ґрунту, E , і, відповідно, фізичний сенс перехідного коефіцієнту λ аналогічний масштабним коефіцієнтам, які встановлюють залежність між величинами модуля деформації за даними лабораторних і польових досліджень [79, 88].

Коефіцієнт λ слід шукати як функцію, яка залежить від номенклатури ґрунту за «ДСТУ Б А.1.1-25-94 ССНБ. Ґрунти. Терміни та визначення» та його міцності, яка характеризується в цьому випадку опором ґрунту конусу, q_s .

Для визначення величин λ були проведені паралельні випробовування палей статичним навантаженням і статичним зондуванням розширеним наконечником з циліндричними ступенями. Були обрані дослідні майданчики таким чином, щоб у межах занурення палей залягали різні літологічні різності дисперсних ґрунтів. Несучу здатність палей визначали за графіками «навантаження – осідання» відповідно до рекомендацій ДСТУ. За даними зондування несучу здатність палей визначали за рівнянням (6.14), у якому $\lambda = 1$.

На рис. 6.6 наведено порівняльні графіки для літологічно різних ґрунтів. Прямі лінії відповідають умові $q_s = \text{const}$, а їх кути нахилу до осі ординат численно дорівнюють коефіцієнтам λ . За усіма графіками встановлена безперечна пропорційна залежність, експериментальні точки тісно групуються біля осереднювальних прямих. На підставі цих даних побудовано графіки залежностей вигляду $\lambda = f(q_s)$ для глинистих і піщаних ґрунтів (рис. 6.7).

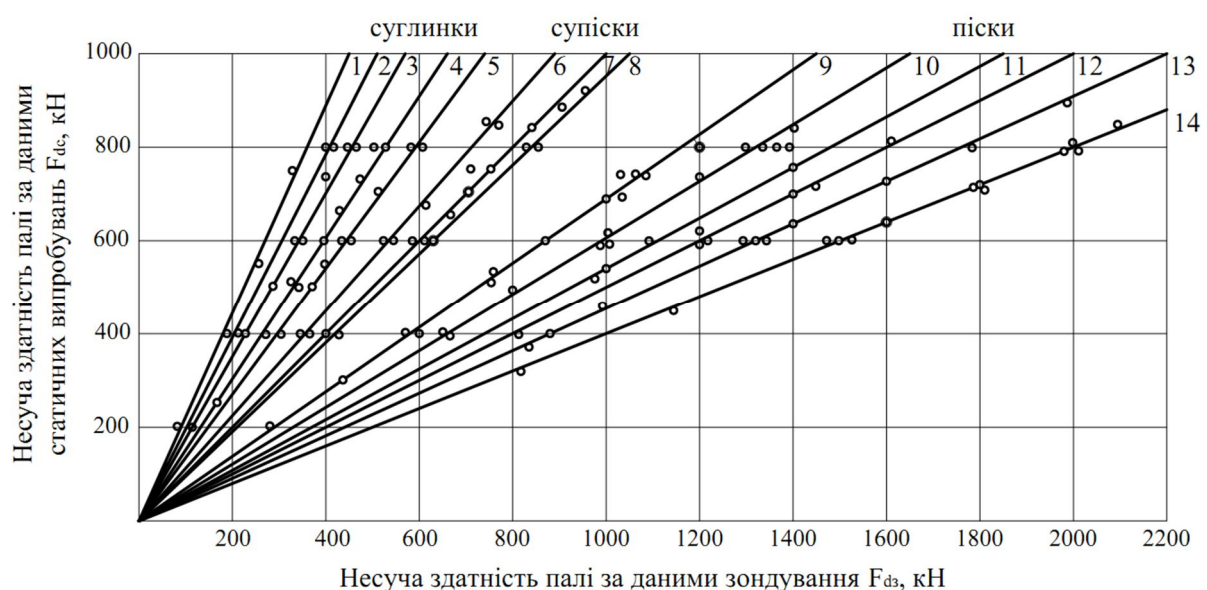


Рис. 6.6 – Графіки співставлення значень несучої здатності палей за даними зондування та статичних випробувань: 1 – 5 – глини та суглинки; 6 – 8 – супіски; 9 – 14 – піски

Визначення окремого значення несучої здатності призматичної палі проводиться у наступній послідовності:

– за даними зондування будують криву зондування в координатах «глибина зондування, Н, м – опір ґрунту конусу, q_s , МПа» (рис. 6.8);

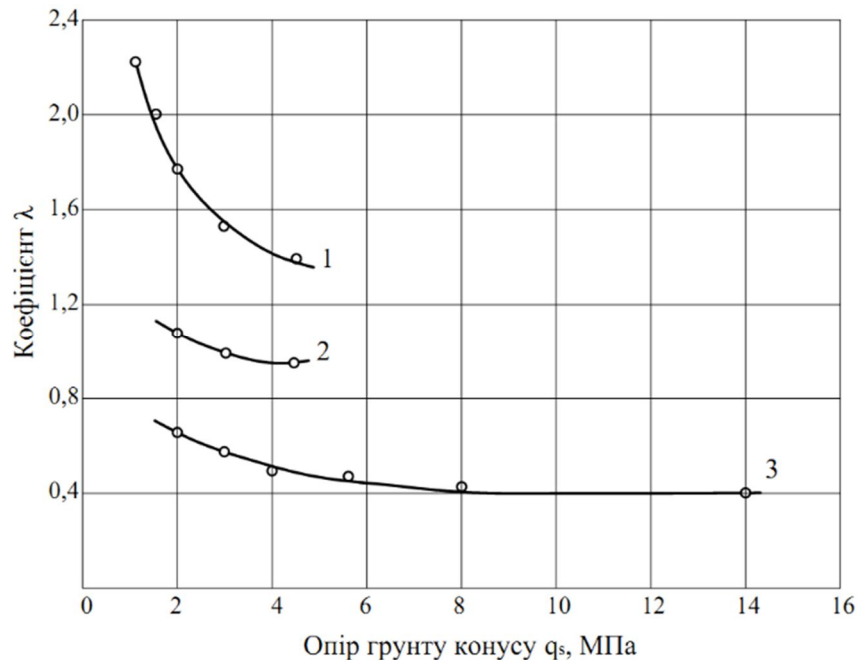


Рис. 6.7 – Графіки залежності коефіцієнта λ від опору ґрунту конусу q_s для:
1 – глини і суглинки; 2 – супіскі; 3 – піски

– з використанням даних буріння визначають шари літологічних різновидів, виконується вертикальна прив’язка палі до земної поверхні та меж шарів ґрунтів; при цьому визначення положення шарів ґрунту з різними фізико-механічними властивостями літології виконується за допомогою методів математичної статистики відповідно до вимог ДСТУ;

– за мінімальним значенням графіку зондування в межах b_p вище і $4 b_p$ нижче вістря палі визначають опір ґрунту конусу, q_s^0 ; а у межах кожного шару ґрунту q_s^i визначається як середньостатистична величина;

– за визначеними величинами q_s^0 та q_s^i і виду ґрунту за графіками на рис. 6.4 знаходять відповідні значення λ ;

– обчислення окремого значення несучої здатності призматичної палі проводиться за виразом (6.22).

При аналізі графіків зондування слід виключити з розгляду окремі різкі зростання опору ґрунту конусу, коли вони проявляються у шарах товщиною не більше 0,5 м.

Вже багато років метод визначення несучої здатності забивних і вдавлених призматичних паль зондуванням розширеним конічним наконечників з циліндричними ступенями використовують у практиці інженерних вишукувань. Авторами зібрані результати статичних випробувань 458 таких паль на будівельних майданчиках, де паралельно було

проведено зондування ґрунтів розширеним конічним наконечником. Внаслідок статистичної обробки результатів співставлення значень несучої здатності паль за двома методами отримана пропорційна залежність з кутовим коефіцієнтом $k = 1,004$, коефіцієнтом кореляції $r = 0,998$ при коефіцієнті варіації $v = 0,09$.

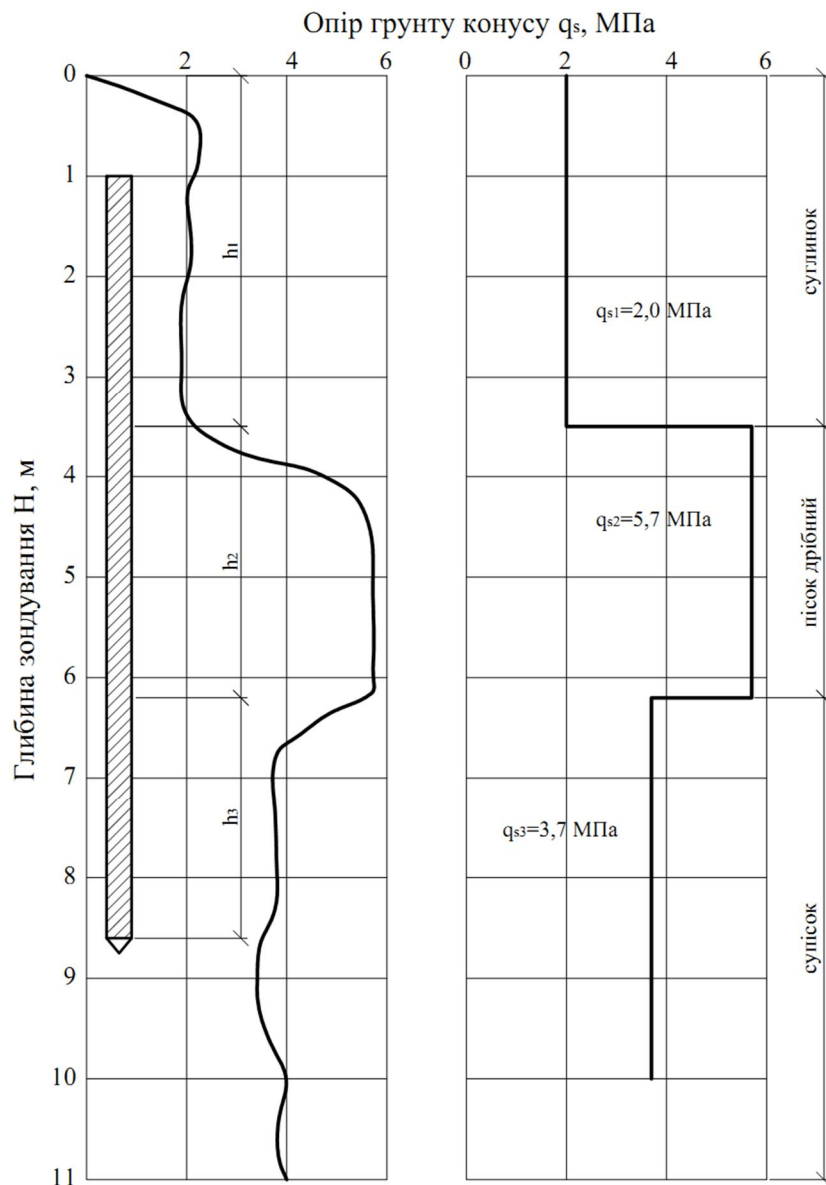


Рис. 6.8 – Розрахункова схема до визначення окремого значення граничного опору палі в точці зондування: а – графік зондування; б – епюра зондування

Використання цього методу в Полтаві та області дозволило для будівництва на нових територіях втричі скоротити витрати на статичні випробовування паль і навіть практично від них відмовитися там, де був досвід будівництва.

Метод статичного зондування розширеним конічним наконечником використовуються для оцінювання несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з втрамбованого щебня. Для цього використовується рівняння (6.22). Тільки в цьому рівнянні $A = A_{ог}$,

тобто площі поперечного перерізу розширення з втрамбованого щебня.

Природа коефіцієнту θ визначається характером залежності «навантаження – осідання» для фундаментів, які досліджують. При статичних випробуваннях призматичних паль у піщаних і глинистих ґрунтах характер цієї залежності має суттєву відмінність у тому, що для пісків руйнування виникає раптово при незначних величинах осідань, $S \approx 1 - 2$ см. У глинистих ґрунтах граничне навантаження досягається при більших деформаціях.

При статичних випробуваннях фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з втрамбованого щебня граничне навантаження, яке звичайно приймається при статичних випробуваннях $S \approx 8$ см, не досягається. Графік залежності «навантаження – осідання» має вигляд близький до лінійного.

Відповідно до загальноприйнятих критеріїв, оцінювання несучої здатності фундаментів за залежністю «навантаження – осідання» проводиться з урахуванням допустимої деформації: $\Delta = \zeta \cdot S_U$, де S_U – гранично допустима деформація для споруди; ζ – коефіцієнт переходу від граничного значення середнього осідання фундаменту будівлі S_U до осідання палі, отриманого при статичних випробувань з умовною стабілізацією осідання.

Величина $\zeta = 0,2 - 0,3$, що звичайно відповідає $\Delta = 2 - 3$ см. Для призматичних паль така величина близька до граничної, тобто, співставлена з опором ґрунту при зануренні конусу, тому для них $\theta = 1$. У випадку фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням у нижній частині з втрамбованого щебня, коефіцієнт θ повинний бути меншим одиниці.

Для визначення коефіцієнту θ було проведено співставлення значень несучої здатності фундаментів за даними статичних випробувань при $\Delta = 4$ см і розрахунків за виразом (6.22) при $\theta = 1$. Тому, що фундаменти в пробитих свердловинах у більшості випадків використовуються у глинистих ґрунтах, а саме у супісках і суглинках, дані про коефіцієнт θ для пісків відсутні.

На рис. 6.9 приведений графік зміни коефіцієнту θ від величини опору ґрунту конусу, q_s [47]. У діапазоні $q_s = 0,8 - 5,0$ МПа, коефіцієнт $\theta = 0,25 - 0,375$. При статистичному аналізі пропорційної залежності $F_d^0 = \theta \cdot F_d^3$ (де F_d^0 і F_d^3 – несуча здатність фундаментів, встановлена за даними статичних випробувань і зондування) коефіцієнт кореляції отримано у межах $r = 0,97 - 0,99$, а коефіцієнт варіації склав $v = 0,09 - 0,14$. Усього було проаналізовано 83 статичних випробувань фундаментів. Усе це свідчить про достатню достовірність отриманої залежності $\theta = f(q_s)$.

Динамічні методи оцінювання несучої здатності забивних призматичних і пірамідальних паль, а також забивних блоків достатньо повно розглянуті в технічній літературі та не потребують додаткових пояснень.

Особливості технології влаштування фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням в нижній частині з втрамбованого щебня

можливо розглянути з урахуванням балансу енергії системи «трамбівка – основа». При цьому можливо врахувати реологічні властивості ґрунтів «зони впливу», які проявляються внаслідок «відпочинку» фундаментів.

Енергія удару трамбівки витрачається на корисну роботу з пробивання свердловин і втрамбування з ущільненням щебню у розширення, в процесі якого виникають пружні та залишкові деформації, а також на негативний опір руху трамбівки у напрямній і свердловині. Після завершення процесу формування розширення його слід розглядати як абсолютно жорстке тіло, що переміщується під дією контрольних ударів трамбівки.

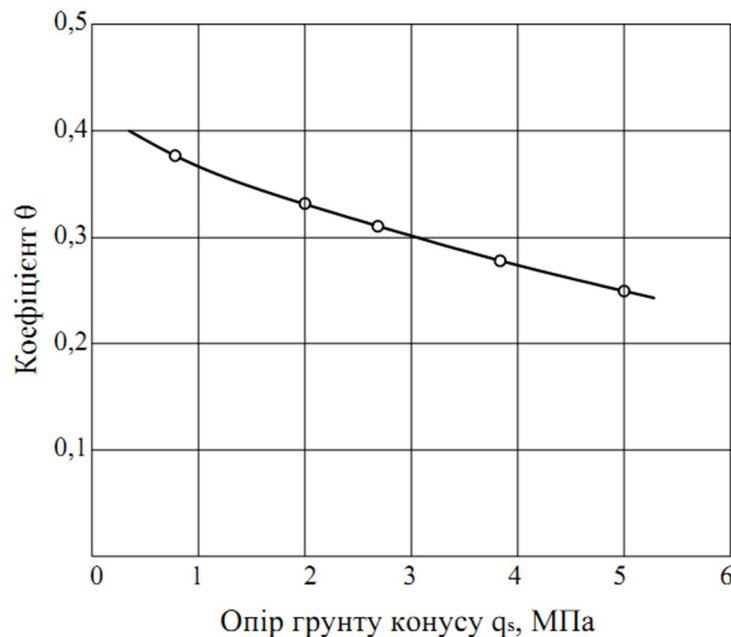


Рис. 6.9 – Графіки залежності коефіцієнта θ від величини опору ґрунту конусу q_s

Критерієм несучої спроможності фундаментів у пробитій свердловині слід вважати вертикальне прирощення занурення трамбівки від одного скидання з постійної висоти – «відмова», e . Час «відпочинку» «зони впливу» фундаменту у момент контрольного удару трамбівки приймається рівним нулю.

Виходячи з прийнятих припущень, можна записати рівняння рівноваги енергії, з аналогією до відомого рівняння М.М. Герсеванова

$$Q \cdot \bar{H} = F_u^0 \cdot \bar{e} + Q \cdot \bar{h} + \alpha \cdot \bar{e} \cdot \bar{H}, \quad (6.23)$$

де Q вага трамбівки, кН; \bar{H} – середня висота падіння трамбівки з урахуванням глибини пробитої свердловини, м; F_u^0 – граничний опір основи при тривалості «відпочинку» $t = 0$; \bar{e} – середня величина «відмови», м; \bar{h} – середня величина підскоку трамбівки після удару, м; α – коефіцієнт, який визначає частку енергії, що витрачається на подолання сил опору руху трамбівки.

Дослідженнями встановлена величина $\alpha = 0,8$ при коефіцієнті варіації $\nu = 0,025$ для навісного обладнання на екскаваторі Е-10011.

Середні значення \bar{H} , \bar{e} і \bar{h} визначаються за результатами кількох контрольних ударів:

$$\bar{H} = H_0 + 0,5 \cdot \Delta H; \quad (6.24)$$

$$\bar{h} = \sum_{i=1}^n h_i / n; \quad (6.25)$$

$$\bar{e} = \sum_{i=1}^n e_i / n, \quad (6.26)$$

де H_0 – висота падіння трамбівки першого контрольного удару, м; ΔH – її прирощення після n контрольних ударів, м; h_i – висота підскоку трамбівки після її i -го контрольного удару, м; n – кількість контрольних ударів. Значення перелічених величин визначаються в умовах будівельного майданчика з використанням вимірювальних пристроїв.

Граничний опір основи при тривалості «відпочинку» $t = 0$ обчислюється за виразом

$$F_u^0 = \frac{Q(\bar{H} - \bar{h} - \alpha \bar{H})}{\bar{e}}. \quad (6.27)$$

Окреме значення граничного опору, F_u за даними контрольних скидань трамбівки при сформованому розширенні фундаменту в пробитій свердловині при оптимальному терміні «відпочинку» знаходять з виразу

$$F_u = F_u^0 + F_u^{gis}, \quad (6.28)$$

де F_u^{gis} – прирощення несучої здатності фундаменту за час T за рахунок зміцнення ґрунтів «зони впливу» в процесі «відпочинку»; визначається відповідно рекомендацій, які викладені у п. 4.1 цієї роботи.

Результати співставлення несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах, які виготовлені у лесованих суглинках різної консистенції на 6 дослідних майданчиках, визначеної за результатами статичного зондування ґрунтів розширеним наконечником до влаштування фундаментів, контрольних скидань трамбівок після формування розширення й статичних випробувань за ДСТУ, наведені у табл. 6.5.

Таблиця 6.5 – Результати визначення несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням зі втрамбованого щебня методами динамічних, статичних випробувань і зондуванням

№№ п/п	Показник текучості ґрунту, I_L	Об'єм щебня розширення, V_{cr} , м ³	Вага трамбівки, кН	Висота падіння трамбівки, м	«відмова» трамбівки e , м	Несуча здатність ФПС, кН, за випробуваннями		
						динамічн.	статичн.	зонд.
1	0,34	1,5	42	6,0	0,05	1190	1190	1090
2	0,03	1,5	42	7,8	0,06	1747	2080	1650
3	0,23	3,0	39	6,0	0,05	1705	1660	1700
4	0,38	1,0	42	2,2	0,07	367	335	330
5	0,41	2,0	36	4,0	0,05	712	650	670
6	0,72	0	42	2,5	0,12	431	370	365
7	0,72	1,0	42	2,5	0,07	739	635	600

*висота підскоку трамбівки $h = 0,2$ м

Дані табл. 6.5 говорять про задовільну збіжність результатів визначення несучої здатності фундаментів. Слід відмітити також достатньо високу збіжність даних статичних випробувань і зондування розширеним конічним наконечником у достатньо широкому діапазоні зміни показника текучості лесованих суглинків. Дані динамічних випробувань фундаментів показують завищені результати зі збільшенням показника текучості ґрунту, що не заперечує загальному уявленню.

Особливості визначення несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, за даними їх статичних випробувань були розглянуті у попередніх розділах цієї монографії.

6.3 Особливості проектування фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту

Визначення мінімально допустимої відстані між сусідніми фундаментами пов'язано з визначенням меж «зони впливу», а саме тієї її частини, яка зветься зоною ущільнення ґрунту. Дослідно встановлено, що коли межі зон ущільнення сусідніх фундаментів ґрунту перетинаються, вони впливають один на одного.

Показовим прикладом такого впливу може слугувати явище, зафіксоване в процесі будівництва поліклініки пансіонату «Лазурний» у м. Бердянську. Будівля поліклініки – семиповерхова, з цегляними стінами та залізобетонними перекриттями. Геологічна будова майданчику будівництва характерна розповсюдженням з земної поверхні на глибину 2,6 м піску з черепашкою середньої крупності і крупного, від маловологого до насиченого водою. Цей шар підстеляється мулами потужністю 8 м при модулі деформації $E = 4$ МПа. Нижче залягає несучий шар пісків. У якості фундаментів були використані короткі пірамідальні палі СП-25-80-01 довжиною 2,5 м, сторонами голови 0,8 м і вістря 0,1 м, які занурені у шар піску з черепашкою. Навантаження на мули передається через розвинуту зону ущільнення піску.

Статичні випробування цих паль показали їх достатньо високу несучу здатність. Навантаження, яке допустимо на палю, складає $N = 725$ кН. Виходячи з наведених даних, були спроектовані стрічкові ростверки з розташуванням паль у один ряд з відстанню між центрами паль у ряду $l_w = 2D = 160$ см.

Після влаштування ростверку зафіксовано його відмітку за усім периметром будівлі. У наступний етап нівелювання положення ростверку було перевірено вже після введення будівлі в експлуатацію. Ці дані показали рівномірне осідання усього фундаменту будівлі на 110 мм. Після обстеження фундаменту й вивчення проектної та виробничої документації було встановлено, що при зануренні пірамідальних паль внаслідок того, що межі зон ущільнення їх перетинаються, це викликало підйом раніше занурених паль на 6 – 8 см. Отже, практично усі палі будівлі внаслідок

такого явища піднялися на 6 – 8 см перед влаштуванням ростверку. Під вагою будівлі палі опустилися у проектне положення, а потім отримали проектне осідання. Подальші геодезичні спостереження за осіданнями будівлі показали незначне прирощення осідань і наступну їх стабілізацію.

Наведений приклад свідчить про те, що при проектуванні фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, слід користуватися графіком на рис. 2.9. Крива 1 рисунку побудована для пірамідальних паль. Для піску майданчика у м. Бердянську відношення $D/b_p = 2,8$, відповідно, слід прийняти мінімальну відстань між пірамідальними палями $l_w = 0,8 \cdot 2,8 = 2,24$ м, а не 1,6 м, як це було прийнято у проекті.

Для визначення осідання слід визначити розміри умовного фундаменту, який споруджується без виймання ґрунту. Цей процес полягає у побудові навкруги тіла фундаменту меж зони ущільнення за правилами, які викладені у розділі II цієї роботи. Для збірних фундаментів геометричні розміри тіла визначаються їх незмінними розмірами (пірамідальні палі). Для фундаментів, які виготовляються у ґрунті (у пробитих свердловинах, витрамбованих котлованах і т. ін.) необхідно враховувати ще особливості їх виготовлення. Відома методика визначення розмірів розширення та зони ущільнення для фундаментів у витрамбованих котлованах [111 – 113, 172].

Проте, використовувати її для фундаментів у пробитих свердловинах з розширенням із втрамбованого щебня [158] не можливо тому, що у циліндричних трамбівок, що використовуються для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах, більш високий статичний тиск на ґрунт

$$\sigma_r = G_r/A_r, \quad (6.29)$$

де G_r – вага трамбівки, кН; A_r – площа основи трамбівки, м².

Для обладнання, що використовується в Україні, σ_r досягає величини 0,35 МПа; у той час, як для трамбівки, яка використовується для витрамбовування котлованів $\sigma_r = 0,05 - 0,15$ МПа. Тому виникає більш ефективне ущільнення щебня у розширенні за рахунок зменшення об'єму порожнин первісного об'єму та подрібнення його при втрамбовуванні. Це явище необхідно враховувати при визначенні розмірів розширення. Суттєвий вплив для фундаментів у пробитих свердловинах мають властивості ґрунту, а особливо ступінь його водонасичення, S_r , що відіграє першорядну роль при формуванні зони ущільнення.

Коефіцієнт ущільнення щебня, K_d , визначається як співвідношення об'ємів щебня до втрамбовування, V_{cr} , і жорсткого розширення V_{crp} . Як показали дослідження [140, 158], коефіцієнт ущільнення щебня залежить від низки факторів, і його можна представити у вигляді.

$$k_d = k_{dv} k_{df} k_{dn}. \quad (6.30)$$

Коефіцієнт $K_{dv} = f(\sigma_r; \sigma_{ro}; V_{cri})$, де σ_{ro} – початковий питомий статичний тиск на ґрунт, починаючи з якого можна успішно проводити пробивання свердловин і втрамбовування щебня; V_{cri} – об'єм порції щебня при втрамбовуванні у розширення; коефіцієнт $K_{df} = f(D_{cr})$; де D_{cr} – діаметр

фракції щебня; коефіцієнт $K_{dn} = f(n_{cr})$; де n_{cr} – число порцій щебня втрамбовані у розширення.

Для визначення перелічених параметрів були використані як власні експерименти, так і результати досліджень фахівців, викладені у технічній літературі [1, 111 – 113, 140, 161, 176]. Експерименти полягали в розкопуванні дослідних фундаментів і вимірюванні розмірів розширення.

На рис. 6.10 наведений графік залежності коефіцієнту, K_{dv} від логарифму питомого стичного тиску циліндричної трамбівки, $\lg\sigma_r$. Кожна пряма лінія відповідає певному об'єму порції щебня, V_{cri} . Початковий граничний статичний тиск трамбівки, σ_{r0} визначається за цим графіком при умові $K_{dv} = 1$. Рівняння залежності на рис. 6.10 має вигляд

$$K_{dv} = 1 + \text{tg}\alpha \cdot \lg(\sigma_r / \sigma_{r0}), \quad (6.31)$$

коефіцієнти кореляції $r = 0,99$; варіації $v = 0,0685$, де $\text{tg}\alpha$ – кут нахилу прямої до осі абсцис; за даними експерименту $\text{tg}\alpha = 0,754$. Залежність σ_{r0} від об'єму порції щебня, V_{cri} встановлюються рівнянням

$$\sigma_{r0} = 0,0525 + 0,068 \cdot V_{cri}. \quad (6.32)$$

Для визначення коефіцієнту, K_{df} слід використовувати залежність

$$K_{df} = 1,7 - 0,43 \cdot \exp(0,11 \cdot D_{cr}). \quad (6.33)$$

Відповідно дослідженням коефіцієнт $K_{df} = 0,965$ при $n_{cr} > 1$ $K_{dn} = 1$.

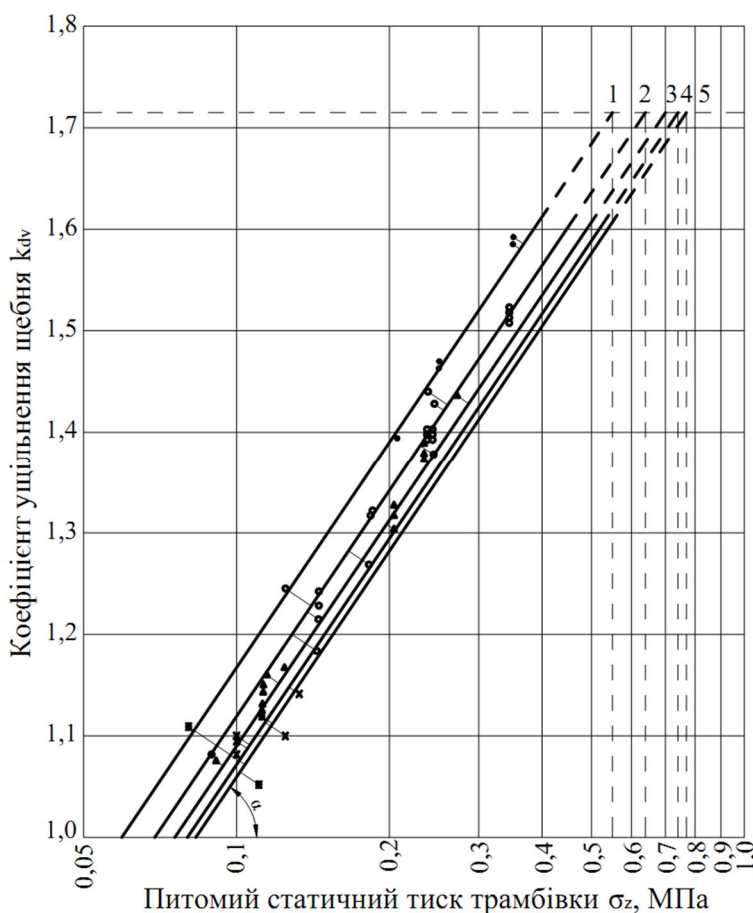


Рис. 6.10 – Залежність коефіцієнта ущільнення щебню k_{dv} від питомого статичного тиску трамбівки σ_z при об'ємі одиничної засипки щебню V_{cr} : 1 – 0,125 м³; 2 – 0,25 м³; 3 – 0,4 м³; 4 – 0,5 м³; 5 – 0,6 м³

Дослідженнями встановлено, що форма розширення близька до еліпсоїду обертання, а співвідношення його сторін переважно залежить від коефіцієнту водонасичення ґрунту. На рис. 6.11 наведено графіки залежності співвідношення півосей еліпсоїда обертання $\eta = h_{b2}/r_{b2}$ від коефіцієнту водонасичення ґрунту S_r . Пучок прямих описується рівнянням (при коефіцієнті варіації $v = 0,02$)

$$\eta = 0,84 + \frac{V_{cr}}{K_d \cdot (11,54 - 13,39 \cdot S_r)} \quad (6.34)$$

Виходячи з умови, що об'єм розширення відповідає об'єму еліпсоїда обертання, радіус розширення фундаменту визначається за формулою

$$R_{cr} = \sqrt[3]{\frac{3}{4} \cdot \frac{V_{cr}}{\pi \eta K_d}} \quad (6.35)$$

В основу розрахунку діаметру зони ущільненого ґрунту навкруги розширення фундаменту в пробитій свердловині покладемо розробки, які наведені у п. 2.2 цієї роботи. Значення щільності скелету ґрунту в зоні ущільнення ρ_d для лесованих ґрунтів, що були досліджені раніш, приймаємо $\rho_d = 1,55 \text{ т/м}^3$) знаходимо значення e_{ax} , а з рівняння (2.9) – x .

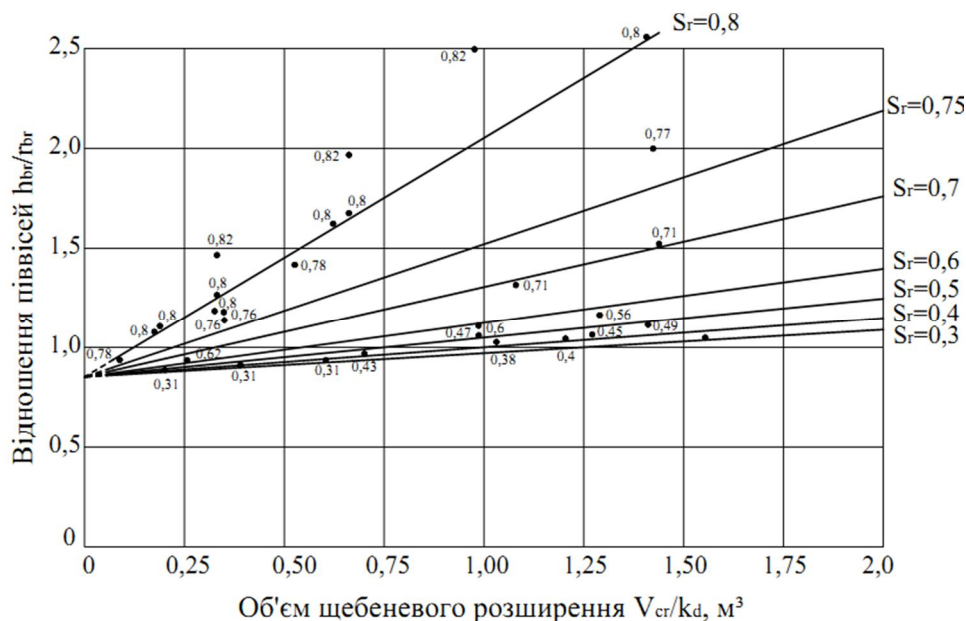


Рис. 6.11 – Відношення півосей розширення залежно від коефіцієнта водонасичення ґрунту

Радіус достатнього ущільнення можливо визначити за формулою

$$R_s = \frac{1}{2} \cdot (D - 2x) \quad (6.36)$$

Конструювання ростверків проводять з урахуванням положень: їх розміри у плані призначають з мінімально допустимої відстані між фундаментами, коли вони не лімітуються розмірами надфундаментної конструкцією. При дії значних моментів і горизонтальних сил вирівнювання навантажень на фундаменти можливо досягнути за рахунок змінення величини l_w у межах ростверку.

Розрахунок фундаменту за першим граничним станом завершують перевіркою фактичного навантаження на окремий фундамент

$$P_{fu} = \frac{F_u}{n} + \frac{M_x}{\sum_1^n y_i^2} + \frac{M_y}{\sum_1^n x_i^2} < N, \quad (6.37)$$

де F_u, M_x, M_y – відповідні сумарна розрахункова сила стиснення і моменти відносно головних осей ростверку x і y ; n – кількість фундаментів у ростверку; x_i і y_i – відстань від головний осей до осі фундаменту, для якого визначається фактичне навантаження.

При дії горизонтального навантаження

$$P_{fn} = H/n \leq P_{fu}, \quad (6.38)$$

де H – сумарна горизонтальна сила.

Розрахунок осідань окремих фундаментів чи їх кущів (груп) виконують як для умовного масиву «грунт – фундамент». Зовнішні межі масиву визначають оцінюванням параметрів «зони впливу», а саме зони ущільнення. Для куща фундаментів (паль) приймають розрахункову схему, яку наведено на рис. 6.12, а, що враховує особливості напруженого стану ґрунту при їх сумісній роботі.

На рис. 6.12, б наведена розрахункова схема для визначення осідання пірамідальної палі. Окреслення меж зони ущільнення визначається поздовжнім профілем фундаменту. Вважається, що площа умовного фундаменту відповідає площі ґрунту діаметром, який дорівнює діаметру зони ущільнення. Підшву умовного фундаменту приймають на рівні вістря палі. Аналогічно встановлюють розміри умовного масиву для фундаменту в пробитій свердловині з розширенням у нижній частині з втрамбованого щєбня (рис. 6.12, в).

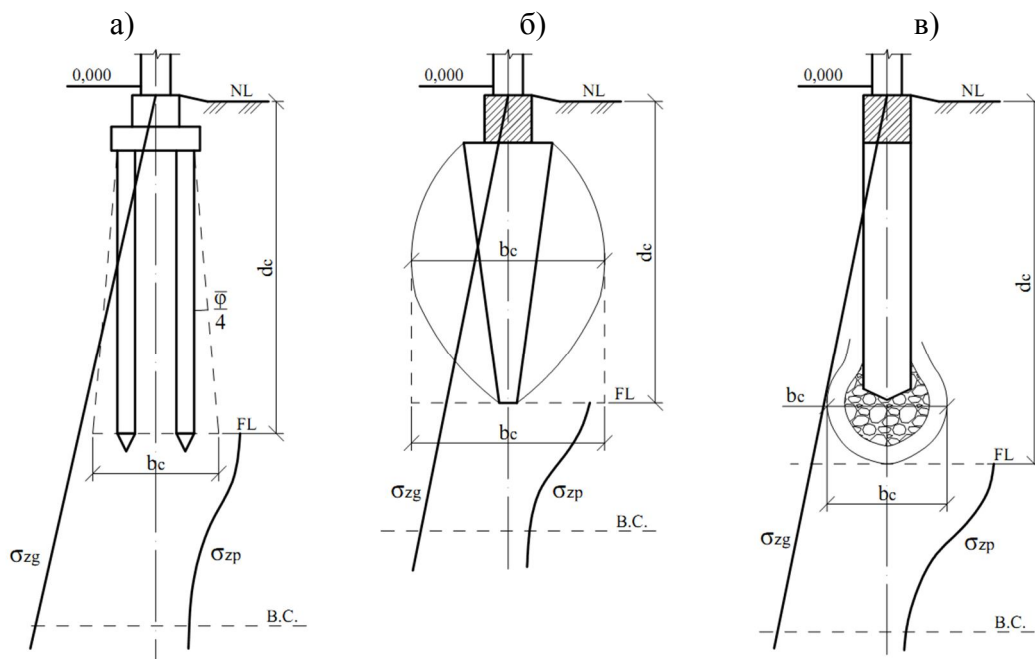


Рис. 6.12 – Схеми для розрахунку осідань фундаментів: а – куща фундаментів (паль) постійного поперечного перерізу; б – одиночної пірамідальної палі; в – фундаменту в пробитій свердловині з розширенням

6.4 Висновки за розділом VI

1. Для визначення несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, рекомендована відома тричленна формула, яка дозволяє обчислити цю величину як суму опору ґрунту за подошвою фундаменту, тертя за бічною поверхнею його стовбура і складової за рахунок розпору ґрунту, коли грані стовбура мають нахил до вертикалі. Залежно від конструкції фундаменту й умов розрахунку можливі різні підходи до оцінювання несучої здатності основи.

2. Для визначення несучої здатності коротких пірамідальних паль у піщаних ґрунтах запропонований і апробований метод, який базується на рішенні задачі теорії граничного стану основи при вісесиметричній деформації. В запропонованому рішенні враховано сили тертя ґрунту за поверхнею палі. Метод дозволяє урахувати глибину занурення палі нижче поверхні планування. Розрахунком доведено, що зі зменшенням кута між вертикаллю та гранню палі, при усіх інших рівних умовах, її несуча здатність збільшується.

3. Запропонований і апробований метод розрахунку пірамідальних паль на сумісну дію горизонтальної та осьової вертикальної навантажень. Метод ґрунтується на тому, що паля – абсолютно жорстке тіло, а горизонтальний тиск ґрунту пропорційний коефіцієнту постелі та горизонтальному переміщенню палі. Для другої фази НДС системи «коротка пірамідальна паля – ґрунт» запропонована степенева функція. Встановлено показник степені відмінний для піщаних і глинистих ґрунтів. Результати розрахунків достатньо близько узгоджуються з експериментальними даними.

4. Удосконалено методика визначення несучої здатності забивних призматичних паль тертя за показниками міцності ґрунтів навколопальнової зони на базі теорії їх граничного стану і вимог норм проектування основ фундаментів за I групою граничних станів. Комплексними дослідженнями доведено більш високу її точність порівняно з нормами, за якими опір ґрунту під вістря і за бічною поверхнею приймають залежно від глибини занурення палі, показника текучості глинистого ґрунту чи зернового складу піску. Для урахування реалізації сил тертя за бічною поверхнею палі відповідно до її повної зрушувальної деформації, що значно менша від осідання, характерне для вичерпання несучої здатності за вістря, прийнято роздільне визначення показників міцності ґрунту навколо стовбура та під вістря шляхом обробки даних випробувань на одноплощинне зрушення попередньо ущільнених водонасичених зразків відповідно за способом повної логарифмічної перебудови і стандартною методикою.

5. Запропоновано та апробовано метод оцінювання несучої здатності фундаментів, які споруджуються без за виймання ґрунту, за результатами статичного зондування розширеним конічним наконечником з

циліндричними ступенями. Досліджено природу перехідного коефіцієнту між основою фундаменту та зондуванням. Цей коефіцієнт залежить від виду ґрунту, величини опору ґрунту конусу та об'єму «зони впливу» фундаменту.

6. Розроблено та впроваджено в практику проектування метод оцінювання несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах за «відмовою» трамбівки при контрольних її скиданнях. Отриманий при цьому граничний опір основи, відповідає часу «відпочинку» $t = 0$. Запропонований спосіб урахування прирощення несучої здатності фундаменту за оптимальний термін «відпочинку».

7. Розроблено й апробовано для проектування фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, спосіб визначення мінімально допустимої відстані між сусідніми фундаментами. За цю величину прийнята відстань, яка дорівнює діаметру зони ущільнення ґрунту. Цей параметр встановлюється як функція кута внутрішнього тертя ґрунту природного складу. Показано, що диференціація відстані між фундаментами в залежності від властивостей ґрунту основи є необхідною умовою при їх проектуванні та будівництві.

8. Розроблено нову методику визначення параметрів розширення та зони ущільнення фундаментів у пробитих свердловинах. Ця методика враховує явище ущільнення щебня і вплив ступеня вологості ґрунту на шукані параметри.

9. Розрахунок осідань основ окремих фундаментів чи їх куців слід виконувати як для умовного масиву «ґрунт – фундамент». Зовнішні межі масиву визначаються шляхом оцінювання параметрів зони ущільнення основи. Площа умовного фундаменту дорівнює площі кола діаметром, який дорівнює діаметру зони ущільнення. Підшву умовного фундаменту приймають на рівні підшви зони достатнього ущільнення основи.

РОЗДІЛ VII. РОЗПОДІЛ НАПРУЖЕНЬ ЗА КОНТАКТОМ ПОХИЛИХ ГРАНЕЙ ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

Ефективність фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту і мають похилі грані (конічні, пірамідальні, клиноподібні палі та забивні блоки) вперше встановлена при влаштуванні конічних набивних паль системи «Раймонда» [156] на початку ХХ століття. У подальшому такі фундаменти були удосконалені Штерном, який запропонував метод ущільнення ґрунтів основи шляхом занурення до неї забивних конічних паль [156]. В Україні конічні і пірамідальні палі вперше описані у роботах В.М. Голубкова [51]. Поширене розповсюдження в Україні пірамідальні палі отримали у 60-90 роки ХХ століття завдяки роботам Є.В. Платонова [156] і С.А. Слюсаренко, які на чолі Полтавської та Київської наукових шкіл геотехніки проводили дослідження і впровадження пірамідальних паль, переважно у сільськогосподарське будівництво.

7.1 Особливості сумісної роботи пірамідальних паль і навколишнього ґрунту

За геометричними характеристиками пірамідальні палі можна поділити на три групи. До першої групи відносяться, так звані, «довгі» пірамідальні палі, у яких кут між вертикаллю і гранню $\alpha = 1^{\circ} - 2^{\circ}$, переріз паль квадрат: в голові стороною 0,4 м, у вістрі – 0,2 м. Довжина палі складає 6,0 м. Дослідження таких паль показали, що їх питома несуча здатність у 1,4 – 3 рази більша, ніж призматичних такої довжини. При спіранні вістря палі на нестисливий ґрунт перевага пірамідальних паль втрачається [63, 88, 157].

До другої групи відносяться пірамідальні палі, у яких кут між вертикаллю і гранню $\alpha = 3^{\circ} - 6^{\circ}$, переріз паль квадрат: в голові стороною 0,6 – 0,9 м, у вістрі – 0,07 – 0,1 м. Довжина паль складає 2 – 4 м. Дослідження таких паль показали, що зі збільшенням кута α питома несуча здатність цих паль збільшується. Проведено широке впровадження таких паль у житлове, промислове та сільське будівництво у ґрунтових умовах, коли просідання ґрунту від власної ваги не перевищує 5 см [13, 71, 79, 213].

До третьої групи відносяться пірамідальні палі, у яких кут між вертикаллю та гранню $\alpha = 6^{\circ} - 12,5^{\circ}$, переріз паль квадрат: в голові стороною 0,6 – 0,9 м, у вістрі – 0,07 – 0,1 м. Довжина паль складає 2,0 – 4,0 м. Типорозміри таких паль наведені у табл. 7.1.

Дослідженнями фахівців ПолтНТУ запропоновано спосіб розрахунку таких паль за першим граничним станом на дію вертикального навантаження, створено методика розрахунку пірамідальних паль на дію

вертикального навантаження, розроблені пропозиції до раціональних конструкцій таких паль, проведено оцінювання їх економічної ефективності [79, 90]. Наявність похилих граней цих паль сприяє утворенню у ґрунті при їх зануренні зони ущільненого ґрунту з підвищеними механічними характеристиками. Слід відмітити, що зона ущільнення утворюється лише у ґрунтах, які спроможні ущільнюватися при короткочасних навантаженнях (піщані й трифазні глинисті). При зануренні пірамідальних паль у водонасичені глинисті ґрунти виникає їх випинання, зона ущільнення не утворюється. У таких умовах ці палі – неефективні [64, 79].

Таблиця 7.1 – Типорозміри коротких пірамідальних паль

Довжина палі, м	Кут, α	Розміри перерізу палі, см		Об'єм палі, м ³
		голови, D	вістря, d	
2,0	11 ⁰ 20 ¹	90	10	0,607
2,0	9 ⁰	70	7	0,366
2,5	9 ⁰	90	10	0,76
2,5	8 ⁰ 20 ¹	80	7	0,600
2,7	9 ⁰ 40 ¹	60	7	0,366
3,0	6 ⁰ 40 ¹	80	7	0,700
3,7	9 ⁰ 40 ¹	80	7	0,850
4,0	9 ⁰	80	10	0,972

Як було показано вище, на питому несучу здатність пірамідальних паль впливає величина кута α . Але жодна методика розрахунку несучої здатності пірамідальних паль не враховує факт заглиблення голови цієї палі нижче рівня поверхні планування майданчика. Відповідно до класичних уявлень, так як і для фундаментів мілкового закладення, пірамідальна паля, занурена у ґрунт на глибину більше її висоти, несе більше навантаження, ніж та, що занурена на свою висоту. У практиці занурення пірамідальних паль на глибину більшу її висоти трапляється доволі часто – фундаменти під обладнання, будівлі з підвалом і т. ін.

Від величини та якості зони ущільнення пірамідальних паль залежить їх несуча здатність. Розділ II містить дослідження розмірів і якості зони ущільнення пірамідальних паль. На базі цих досліджень встановлені такі закономірності:

- зона ущільнення має форму близьку до еліпсоїда обертання, максимальне значення її перерізу досягається у верхній третині висоти палі;

- зона ущільнення більше розвинута в поперечному напрямку у палі з більшим кутом α ;

- встановлено залежність між кутом внутрішнього тертя ґрунту природного складу φ і максимальним діаметром зони ущільнення; за допомогою цієї залежності встановлюється мінімальна відстань між

сусідніми пірамідальними палями при проектування пального поля, коли їх зони ущільнення лише торкаються одна одної;

– у межах зони ущільнення щільність ґрунту досягає максимального значення біля бічної поверхні палі й зменшується з віддаленням від неї;

– більше значення початкової щільності скелету ґрунту ρ_d призводить до збільшення розмірів зони ущільнення, але інтенсивність ущільнення ґрунту при цьому зменшується.

До сьогоднішнього часу зостається не дослідженим питання про форму та розміри зони ущільнення пірамідальних паль при зануренні її голови нижче рівня поверхні планування, а також нижче її вістря. Не досліджена робота пірамідальних паль у ґрунтах, що набрякають, при морозному здійманні, при проморозуванні-відтаванні ґрунтів, тощо.

При проведенні робіт при зануренні пірамідальних паль іноді проходять лідерні свердловини для встановлення, центрування пірамідальних паль, а також для заливання води при зануренні паль у просадочні ґрунти. Слід дослідити питання про вплив об'єму такої свердловини на характер утворення зони ущільнення та несучу здатність пірамідальних паль.

З літературних джерел відомі 11 методів розрахунків пірамідальних паль на дію вертикального навантаження. Їх можна поділити на п'ять груп [79].

Група 1 (методи 1, 2, 3). Розрахунок несучої здатності проводять за тричленною формулою. Перший член враховує опір вістря, другий – тертя за бічною поверхнею пірамідальної палі, третій – враховує додатковий опір ґрунту за бічною поверхнею палі за рахунок відпору. Перші два члени розраховуються так, як для призматичних паль в залежності від консистенції глинистих ґрунтів чи номенклатури пісків. Третій – за формулою, яка використовує компресійний модуль деформації ґрунту, в який занурено палю, а також коректувальні коефіцієнти, які визначаються дослідним шляхом [13, 64, 71].

Група 2 (методи 4, 5). Ці методи засновані на тому припущенню, що реакцію основи, відхилену від нормалі до грані палі на кут внутрішнього тертя ґрунту, φ , можна розкласти на нормальну (реактивний опір) і паралельну грані (опір зрушенню) складові. Реактивний опір, тертя та зчеплення ущільненого ґрунту визначається за графіками і таблицями, які отримані за результатами статичних випробувань. Вихідною характеристикою є тільки щільність скелету ґрунту, ρ_d [71, 118]. Загальними недоліками методів цієї групи слід вважати:

– несуча здатність пірамідальної палі у просторі визначається за допомогою рішення плоскої задачі; цей фактор опосередковано враховується характеристиками ущільненого ґрунту;

– вихідною характеристикою для оцінювання несучої здатності основи є лише ρ_d , а тертя та зчеплення визначається за таблицями і графіками.

Група 3 (методи 6, 7). Методи засновані на пропорційній залежності між напруженнями та деформаціями, а саме, що реактивний тиск пропорційний до середнього модуля об'ємної деформації. Визначається ця величина за значенням ρ_d за допомогою графіка, встановленого дослідним шляхом. Головною умовою розрахунку є те, щоб зона деформації при експлуатаційному навантаженні не виходила за межі зони ущільнення [51]. До недоліків цих методів слід віднести:

– факт визначення механічних властивостей ґрунтів зони ущільнення за щільністю скелету ґрунту, ρ_d ;

– викликає сумнів передумова про те, що при завантаженні палі експлуатаційним навантаженням, деформування ґрунту проходить лише у межах зони ущільнення, а за її межами ґрунт не деформується до досягнення розрахункового навантаження на палю. Це ствердження протирічить традиційним уявленням механіки ґрунтів про розподіл напружень у ґрунті від дії додаткового навантаження.

Група 4 (метод 8). Ця група методів заснована на розгляді процесу навантаження пірамідальних паль у нелінійно-деформованому напівпросторі. Ґрунт розглядається як невагоме середовище, при цьому реактивний опір визначається шляхом розгляду вісесиметричної деформації розширення отвору в одиничному шарі ґрунту до розмірів поперечного перерізу палі. В розрахунках використовуються кут внутрішнього тертя, питоме зчеплення і модуль загальної деформації, що усуває недоліки попередніх методів. Але цей метод не враховує утворення зони ущільнення і зміни властивостей при ущільненні ґрунту [79].

Група 5 (методи 9, 10). Ця група методів заснована на теорії граничної рівноваги ґрунтів. Для визначення несучої здатності пірамідальної палі використовується рішення професора В.Г. Березанцева [14] про граничне навантаження на конус, яке прямо пропорційне питомому зчепленню у неваговому середовищу. Використане рішення для ідеально гладких конусів, тобто, тертя ґрунту за бічною поверхнею конуса не враховується [79]. Прийняті допущення застосовні для penetраційних конічних наконечників, висота яких не перевищує 10 см, тим більш, що вони виготовляються з полірованого металу. Для пірамідальних паль ці параметри слід враховувати. Слід відмітити, що для сипучого середовища при питомому зчепленні, яке дорівнює нулю, несуча здатність пірамідальної палі за розрахунком теж дорівнює нулю.

З метою співставлення результатів розрахунків з використанням методик, що були розглянуті вище, з даними статичних випробувань, було обрано два характерних майданчика.

Майданчик 1 характерний потужною товщею відкладів четвертинного віку. Під гумусованим шаром потужністю 1,0 м на глибину 7,0 м залягає суглинок палевий, макропористий, твердий: природня вологість $W = 0,12$; щільність $\rho = 1,72 \text{ т/м}^3$; щільність частинок $\rho_s = 2,69 \text{ т/м}^3$; кут внутрішнього

тертя ґрунту $\varphi_1 = 25^0$; питоме зчеплення $c_1 = 0,02$ МПа; модуль деформації $E = 14$ МПа. На майданчику в суглинок на всю висоту були занурені дві пірамідальні палі: паля №1 перерізом по верху 70x70 см; 10x10 см – у вістрі; довжиною 1,9 м; паля №2 перерізом по верху 80x80 см; 10x10 см – у вістрі; довжиною 2,2 м.

Майданчик 2 складений з поверхні на глибину 3,0 м піском мілким, маловологим, шар утворений в процесі гідронамиву: природня вологість $W = 0,06$; щільність $\rho = 1,696$ т/м³; щільність частинок $\rho_s = 2,65$ т/м³; кут внутрішнього тертя ґрунту $\varphi_1 = 36^0$; питоме зчеплення $c_1 = 0,004$ МПа; модуль деформації $E = 30$ МПа. На майданчику в пісок на всю висоту була занурена пірамідальна паля №3 перерізом по верху 80x80 см; 10x10 см – у вістрі; довжиною 2,2 м. Результати статичних випробувань паль наведені на рис. 7.1.

Для наведених ґрунтових умов і розмірів пірамідальних паль проведені розрахунки їх несучої здатності за методами, які були перелічені вище, а також для порівняння були виконані статичні випробування цих паль [79]. Дані співставлення наведені у табл. 7.2.

Аналіз табл. 7.2 показав, що методи групи 1 показали завищені результати порівняно зі статичними випробуваннями, виключення складає метод 2. Ці методи були розроблені для «довгих» пірамідальних паль ($\alpha \leq 4^0$) і не розповсюджуються авторами на короткі пірамідальні палі ($\alpha = 5^0 - 15^0$). Але пропозиція про використання пресіометричних залежностей для визначення опору ґрунту в методі 2 дозволило отримати для обраних ґрунтових умов хорошу збіжність результатів.



Рис. 7.1 – Графіки випробувань пірамідальних паль: 1 – паля №1; 2 – паля №2; паля №3

Таблиця 7.2 – Дані до співставлення значень несучої здатності пірамідальних паль за розрахунком і статичними випробуваннями

№№ п/п	Майданчик №1 (глинистий ґрунт)				Майданчик №2 (пісок)	
	паля $\frac{70 \times 70}{10 \times 10}$ довжиною 1,9 м		паля $\frac{80 \times 80}{10 \times 10}$ довжиною 2,2 м		паля $\frac{80 \times 80}{10 \times 10}$ довжиною 2,2 м	
	F_d , кН	$F_d / F_{d.ст}$	F_d , кН	$F_d / F_{d.ст}$	F_d , кН	$F_d / F_{d.ст}$
1	715	1,30	908	1,30	1305	1,13
2	610	1,09	707	1,01	835	0,72
3	1920	3,49	2500	3,67	1750	1,52
4	580	1,05	756	1,08	1026	0,89
5	650	1,18	791	1,13	812	0,71
6	700	1,27	812	1,16	381	0,33
7	686	1,25	798	1,14	2327	2,04
8	784	1,42	1036	1,48	644	0,56
9	237	0,43	316	0,45	91	0,08
10	1276	2,14	1527	218	2287	1,99
статика	550	1,00	700	1,00	1150	1,0

Методи групи 2, які засновані на експериментальних залежностях, показали кращу збіжність розрахунків з даними статичних випробувань.

Для методів групи 3 характерне завищення несучої здатності паль у глинистих ґрунтах на 25% і значний розкид даних для піщаних ґрунтів.

Незважаючи на те, що методи групи 4 засновані на теорії граничного стану ґрунтів, яка найбільш повно описує стан ґрунту в момент втрати несучої здатності палі, результати порівняльних розрахунків показали значний розкид даних порівняно зі статичними випробуваннями. Цей факт можливо пояснити тим, що при обранні розрахункових схем були прийняті допущення, що не відповідають дійсній роботі пірамідальних паль.

7.2 Досвід досліджень напружень на контакті пірамідальної палі та ґрунту

Характер розподілу напружень на контакті «паля-ґрунт», їх кількісна характеристика є важливим питанням при визначенні несучої здатності коротких пірамідальних паль. З'ясування об'єктивної картини розподілу контактних напружень і співставлення отриманих результатів з теоретичними даними дозволить обґрунтувати теорію розрахунку пірамідальних паль.

За літературними джерелами відомі три дослідження визначення напружень на контакті пірамідальних паль і навколишнього ґрунту. Це дослідження професорів Хазіна В.Й. [193], Бахолдіна Б.В. [13], Готмана А.Л. [56, 213].

Перше дослідження виконане у ПолтНТУ разом з фахівцями ВНДІТБ. Для проведення експерименту було виготовлено металеву порожнисту пірамідальну палю перерізом у голові 70×70 см і 7×7 см у вістрі, довжина палі 2,0 м, кут між вертикаллю і гранню палі $\alpha = 9^\circ$. На бічних гранях

дослідної палі за усієї їх висотою було встановлено 40 мембрано-струнних датчиків конструкції ЦНДІБ. Один датчик було встановлено у нижньому торці палі. Встановлення датчиків проводилася так, щоб площини їх мембран співпадали з площинами граней. У якості вимірювального пристрою використана акустична станція ЦС-5.

Для проведення експерименту дослідну палю занурено віброзанурювачем ВП-1 у пісок кварцовий, мілкий, середньої щільності, вологий при щільності скелету ґрунту $\rho_d = 1,59 \text{ т/м}^3$. Завантаження палі проведено ступенями по 25 кН відповідно до ДСТУ В В.2.1-27: 2010 до навантаження 550 кН. На рис. 7.2, а наведено епюру нормальних контактних напружень на контакті «паля – ґрунт».

Ці дослідження дозволили авторам зробити висновок, що вздовж палі нормальні напруження розподілилися за кривою, причому, максимального значення вони досягають на глибині в 1/3 висоти палі, далі з глибиною напруження зменшуються і біля вістря палі наближаються до нуля. Окреслення епюри напружень близьке до форми меж зони ущільнення ґрунту внаслідок занурення пірамідальної палі.

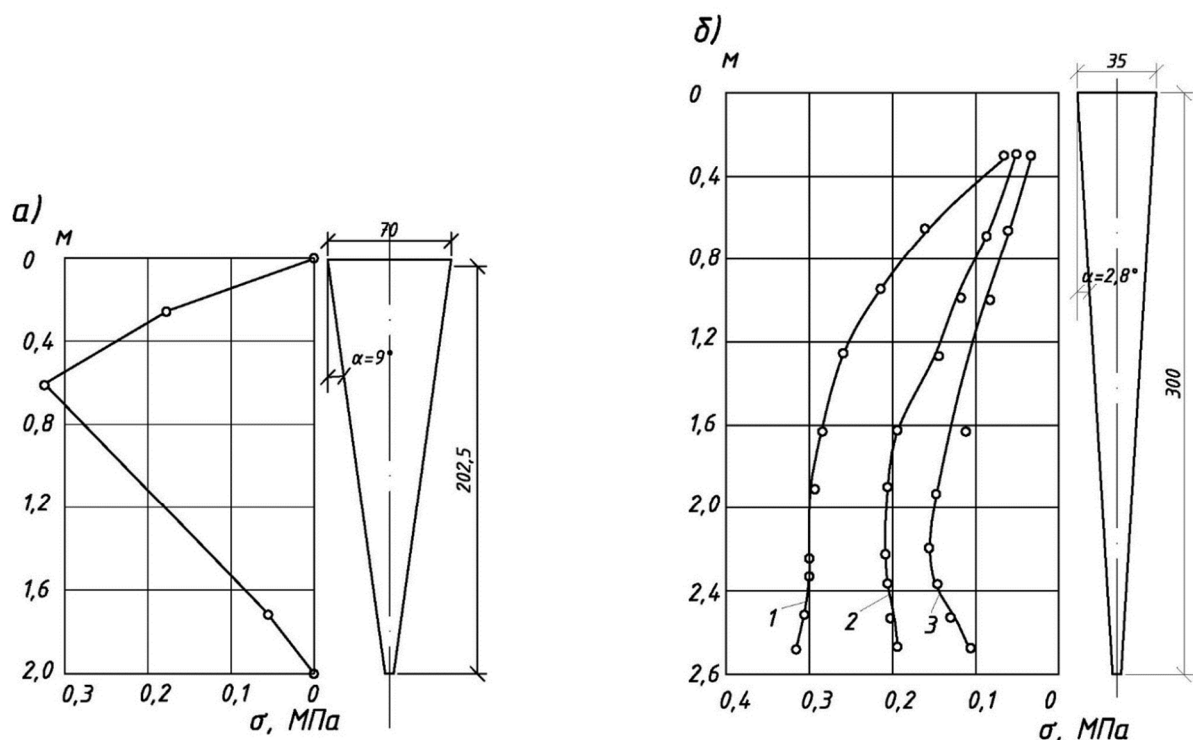


Рис. 7.2 – Епюри нормальних напружень у пірамідальних палі:
а – досліді Хазіна В.Й; б – досліді Б.В. Бахолдіна

На наш погляд, розглянуті результати досліджень не повною мірою розкрили характер розподілу напружень на контакті «коротка пірамідальна паля – ґрунт» з наступних причин:

– для вимірювання контактних напружень були використані мембрано-струнні датчики без гідравлічних перетворювачів, модуль деформації яких $E = 100 \text{ МПа}$, у той час як тіло палі мало модуль

деформації 30000 МПа; за таких умов у ґрунті при тиску виникає абочний ефект, який викривляє величини контактних напружень, чим більший тиск на ґрунт, тим яскравіше проявляється абочний ефект;

– в процесі досліджень були виміряні лише нормальні напруження, у той час як напружений стан ґрунту в точці на контакті «паля – ґрунт» описується ще й дотичними напруженнями, спрямованими вздовж грані палі.

Інші дослідження були виконані співробітниками НДІОФ під керівництвом Б.В. Бахолдіна [13]. Випробовування проводилися в лотку на моделях пірамідальних паль перерізом у голові 35x35 см і 5x5 см – у вістрі, довжиною 3,0 м, з кутом $\alpha = 2,8^0$. Урівень з бічною поверхнею паль з двох їх протилежних боків через 30 см за висотою палі у спеціальних кондукторах були закріплені месдозы конструкції ЦНДІБК. Палю була занурено вільно падаючим вантажем у пісок мілький, середньої щільності, вологий з коефіцієнтом пористості $e = 0,74$, кутом внутрішнього тертя $\varphi = 30^0$, питомим зчепленням $c = 0,005$ МПа; модулем деформації $E = 15$ МПа. Статичні випробовування палі проведені відповідно до ГОСТ5686-69 з доведенням навантаження до граничного. Напруження на контакті палі вимірялися як у до граничному, так і у граничному станах ґрунту. На рис. 7.2, б наведено епюри розподілу контактних нормальних напружень при різних значеннях вертикального навантаження. Аналіз цих епюр дозволяє зробити висновок, що нормальні напруження на контакті пірамідальної палі з ґрунтом розподіляються за кривою так, що за глибиною занурення палі вони збільшуються. Ця залежність чітко простежується при граничному навантаженні на палю (див. рис. 7.2, б крива 1).

До недоліків проведених досліджень слід віднести те, що як і у попередньому досліді, не були досліджені дотичні напруження вздовж граней пірамідальної палі.

Відомі й експерименти фахівців Башкирського НДІ під керівництвом А.Л. Готмана [56, 213], який на майданчиках провів статичні випробування «довгих» тензометричних пірамідальних паль. При цьому використовувалися тензометричні месдозы, за допомогою яких паралельно визначали нормальні та дотичні напруження на контакті «пірамідальна паля – ґрунт».

На рис. 7.3 наведені результати статичних випробувань тензометричної пірамідальної палі перерізом у голові 60x60 см і 30x30 см у вістрі, довжиною 4,2 м, з кутом $\alpha = 2^0$, яку занурено у суглинок напівтвердий, з вологістю $W = 0,24$, щільністю $\rho = 1,86$ т/м³, кутом внутрішнього тертя $\varphi = 20^0$, питомим зчепленням $c = 19$ кПа, модулем деформації $E = 15$ МПа. Статичні випробовування палі проведено відповідно до норм із доведенням кінцевого навантаження на неї до граничного. Напруження на контакті палі вимірялися як у стані до граничному, так і у граничному.

Аналіз епюр тисків, які наведені на рис. 7.3, дозволяє зробити висновок, що нормальні й дотичні напруження на контакті пірамідальної палі з ґрунтом розподіляються незалежно від величини вертикального навантаження N за

кривою так, що з глибиною занурення палі вони збільшуються, однозначно, як для нормальних, так і для дотичних напружень.



Рис. 7.3 – Епюри нормальних і дотичних напружень за контактом «пірамідальна палля – ґрунт» за даними професора А.Л. Готмана

Таким чином, аналіз відомих досліджень з визначення напружень за контактом «пірамідальна палля – ґрунт» дозволяє зробити такі висновки для організації подальших досліджень з цього питання:

- слід провести комплекс досліджень у польових умовах з розподілу напружень за поверхнею коротких пірамідальних палей;
- для відтворення дійсної картини розподілу напружень на контакті палі й ґрунту слід одночасно виміряти нормальні та дотичні напруження;
- при визначенні контактних напружень слід відмовитися від використання мембранних месдоз з метою уникнення арочного ефекту в ґрунті. Замість месдоз слід використовувати тензодинамометри, які сприймають навантаження з окремих ділянок за висотою пірамідальної палі;
- для визначення дійсної картини розподілу контактних напружень за поверхнею пірамідальної палі слід проводити виміри як у до граничному, так і граничному станах ґрунту.

7.3 Конструкція тензOMETричної пірамідальної палі та тензодинамометрів

Для визначення контактних напружень була розроблена конструкція інвентарної тензOMETричної короткої пірамідальної палі, рис. 7.4. Палю було виготовлено з листової сталі у вигляді усіченої піраміди з перерізом у голові 70x70 см і 10x10 у вістрі, довжина палі склала 2,0 м, при цьому кут

між вертикаллю і гранню палі був $\alpha = 9^0$. Загальна маса палі у зборі склала 1230 кг.

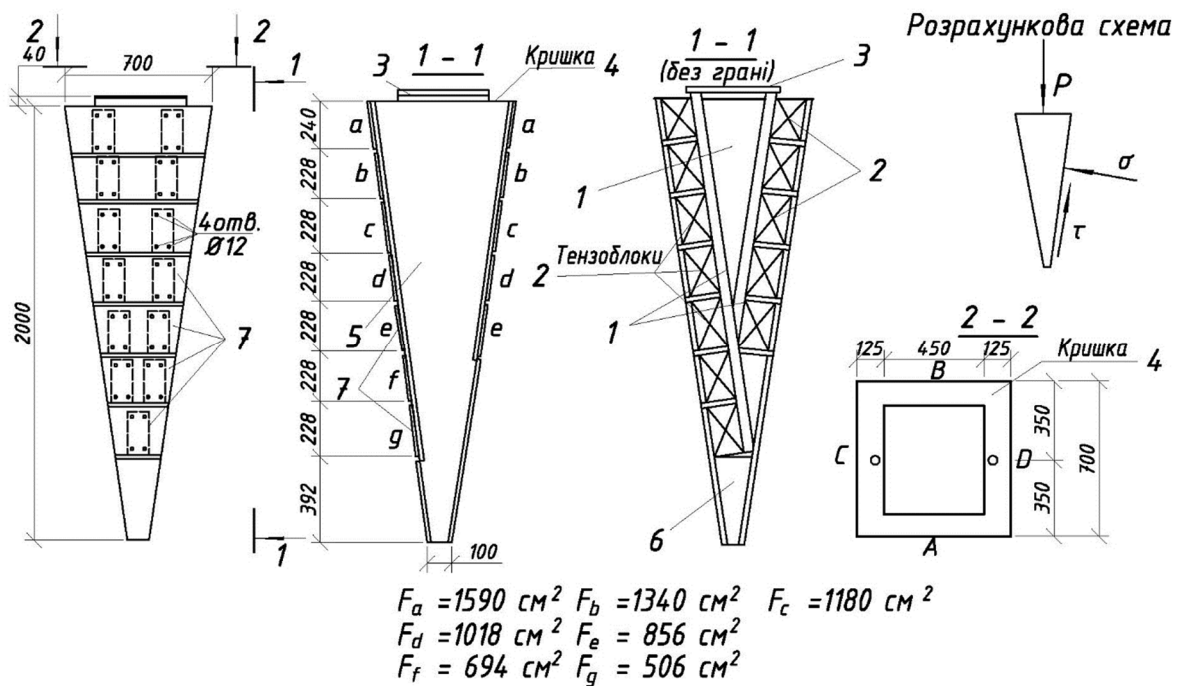


Рис. 7.4 – Конструкція інвентарної тензометричної короткої пірамідальної палі:
 1 – ядро жорсткості тензопалі; 2 – тензодинамометри; 3 – вантажна площадка;
 4 – металева кришка; 6 – вістря палі; 7 – навісні панелі тензодинамометрів

Відповідно до рис. 7.4 інвентарна коротка пірамідальна палля складається з наступних конструктивних елементів: 1 – ядро жорсткості тензопалі з чотирьох металевих пластин товщиною 40 мм, з'єднаних між собою електрозварюванням, і представляє собою основу для кріплення усіх конструктивних елементів палі; 2 – тензодинамометри, які призначені для вимірювання нормальних і дотичних напружень, кріпляться болтами до ядра жорсткості палі; розташовані на двох протилежних гранях палі, причому, з боку грані А – 13 тензодинамометрів, а з боку грані В – 10; 3 – вантажна площадка, яка призначена для встановлення гідравлічного домкрату, виготовлена з двох сталевих листів товщиною 20 мм кожний; 4 – металева кришка, призначена для захисту тензометричної апаратури від навколишнього середовища; 5 – дві глухі грані палі; 6 – вістря палі; 7 – навісні панелі тензодинамометрів, які складають дві робочі грані палі, з боку грані А – сім панелей, а з боку грані В – п'ять.

При навантаженні палі, яку занурено у ґрунт, його реактивний тиск сприймається навісними панелями робочих граней і за допомогою тензодинамометрів передається ядру жорсткості палі. Найбільш повна картина розподілу контактних напружень може бути отримана за гранню А, де за допомогою тензодинамометрів напруті можливо виміряти з 92% площі. На інших 8% площі грані за технічними причинами не можливо встановити динамометри і навісні панелі. Протилежна робоча грань с тих

же причин обладнана навісними панелями і тензодинамометрами лише на 76% площі і слугує для дублювання показників основної робочої грані А. У горизонтальних швах між навісними панелями були укладені прокладки з м'якої гуми для запобігання попадання ґрунту всередину палі.

Основними конструктивними елементами тензопалі є тензодинамометри, призначені для вимірювання нормальних і дотичних напружень на гранях пірамідальної палі. Конструкція тензодинамометра показана на рис. 7.5.

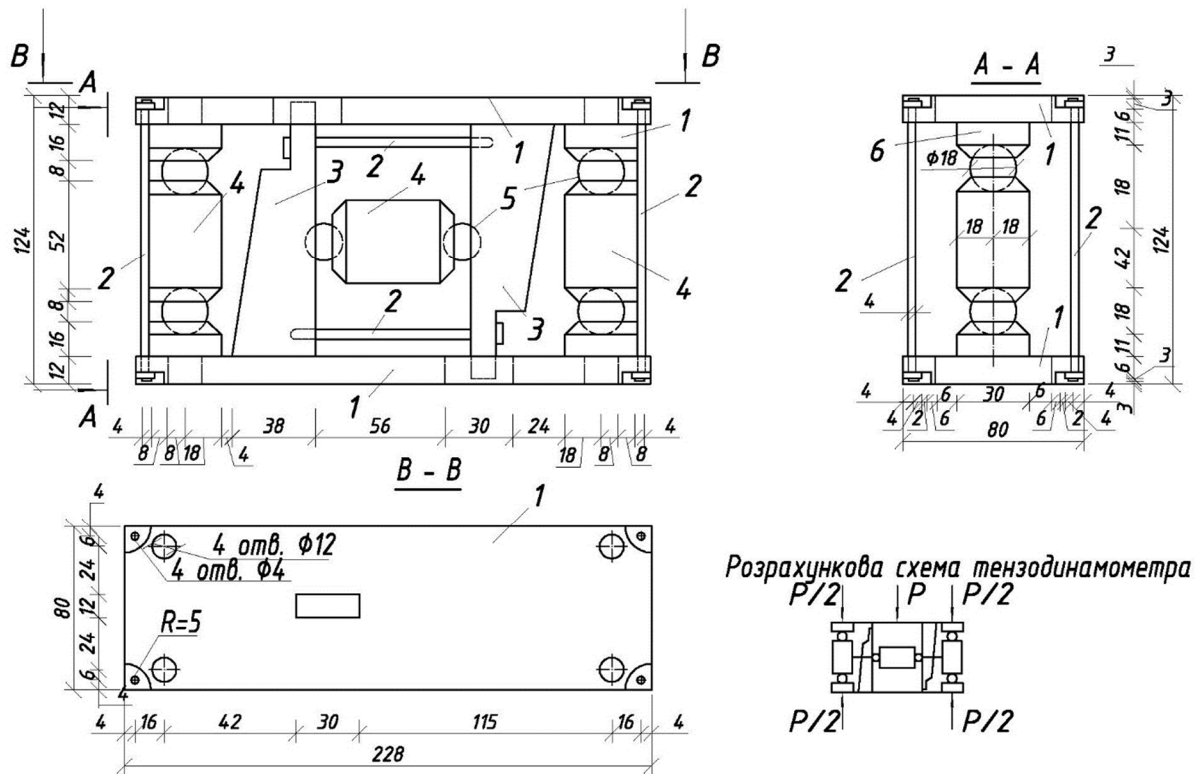


Рис. 7.5 – Конструкція тензодинамометра та його розрахункова схема: 1 – кришка динамометра; 2 – кріпильні болти; 3 – кронштейни з гніздами для шарнірних опор горизонтального тензостовпчика; 4 – тензостовпчики; 5 – шарнірні опори тензостовпчиків; 6 – п’яти шарнірів

Він складається з таких елементів; 1 – дві кришки з гніздами для шарнірних опор вертикальних тензостовпчиків і отворами для кріпильних болтів; 2 – шість кріпильних болтів діаметром 4 мм, які призначені для збереження геометричної незмінності тензодинамометра у неробочому стані; 3 – два кронштейни з гніздами для шарнірних опор горизонтального тензостовпчика; 4 – три тензостовпчика, призначених для вимірювання осьових зусиль у двох перпендикулярних напрямках; 5 – шість шарнірних опор тензостовпчиків, які забезпечують передавання тільки осьового зусилля; 6 – чотири п’яти шарнірів. Конструкція тензодинамометра і його розрахункова схема показані на рис. 7.5.

Одна з кришок тензодинамометра за допомогою болтів кріпиться до ядра жорсткості палі, друга з’єднується з навісною панеллю. Реактивний

тиск ґрунту, який діє на навісну панель, передається тензодинамометру, де, завдяки його конструктивним особливостям, розкладається на зусилля, що діє перпендикулярно до площини навісної панелі, і зусилля, що діють у напрямленні її площини.

Зусилля, перпендикулярне площині навісних панелей, вимірюється двома вертикальними тензостовпчиками, які впираються у кришки тензодинамометру, а зусилля у площині навісних панелей вимірюється горизонтальним тензостовпчиком, що спирається на два кронштейни. Передавання зусиль чітко вздовж осі тензостовпчиків досягається за допомогою їх шарнірних опор. Геометрична незмінність тензодинамометру в робочому положенні забезпечується за рахунок жорсткості тензостовпчиків.

На рис. 7.6 наведена конструкція тензостовпчика: 1 – робоче кільце, яке виготовляється з високоміцної сталі 40ХН з межею плинності $\sigma_m = 800$ МПа; при товщині кільця $\delta = 1,0$ мм площа його поперечного перерізу складає $A = 1,1$ см²; виходячи з максимально можливого навантаження на палю, зусилля на один тензостовпчик не повинно перевищувати 50 кН, таким чином, напруження у кільці складають $\sigma = 454,5$ МПа, що не перевищує межу текучості; прийняті розміри робочого кільця забезпечують його роботу лише у пружній стадії деформування матеріалу, тобто, при багатократному його завантаженні в ньому не виникнуть залишкові деформації; 2 – п'яти тензостовпчика; 3 – кронштейн для компенсаційних тензорезисторів; 4 – активні тензорезистори типу 2ПКБ-10-100 Б з решіткою із константової проволочки на паперовій основі з номінальним опором $R = 100$ ом; 5 – компенсаційні тензорезистори типу 2ПКБ-10-100 Б.

На внутрішню поверхню кожного тензостовпчика наклеювали два тензорезистори чітко за діаметром його поперечного перерізу. Два активних датчики наклеювали на внутрішню поверхню робочого кільця, а ще два компенсаційних – на кронштейн, який встановлено так, щоб на нього не передавалося навантаження. Комутація тензорезисторів проводилася за схемою напівмосту (див. схему на рис 7.6). Провідники напівмосту виводилися через отвір б у п'яти тензостовпчика, після чого за допомогою епоксидної шпаклівки виконували гідроізоляцію тензостовпчика.

У кожному динамометрі монтувалися по три тензостовпчики. Два з них, що розташовані перпендикулярно кришкам, комутувалися паралельно в схему напівмосту (див. рис. 7.6, а). У динамометрі вони працюють сумісно та сприймають навантаження, перпендикулярні до кришок. У цьому напрямленні тензодинамометр розрахований на навантаження у 100 кН. Третій тензостовпчик встановлено перпендикулярно двом іншим. У цьому напрямі тензодинамометр спроможний сприймати навантаження у 50 кН.

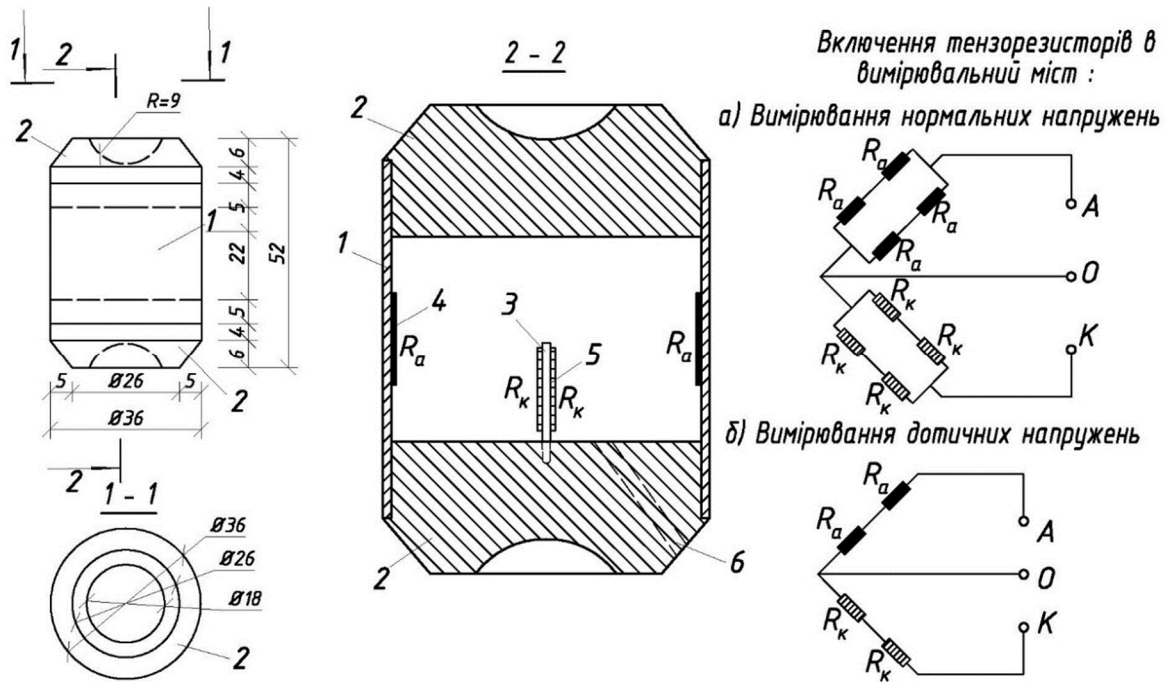


Рис. 7.6 – Конструкція тензостовпчика: 1 – робоче кільце; 2 – п’яти тензостовпчика; 3 – кронштейн для компенсаційних тензорезисторів; 4 – активні тензорезистори; 5 – компенсаційні тензорезистори; 6 – отвір для виведення провідників

Кожному динамометру присвоювали порядковий номер і проводили їх тарування. Після тарування динамометри монтували на палю по два на кожен навісну панель. На рис 7.7, а показаний етап монтажу тензодинамометрів на основній робочій грані А. Потім до тензодинамометрів за допомогою болтів були закріплені навісні панелі (див. рис. 7.7, б). Провідники динамометрів було виведено крізь отвори у кришці палі.



Рис. 7.7 – Етапи збирання інвентарної тензометричної палі: а – встановлення тензодинамометрів; б – загальний вигляд у зборі

Провідники динамометрів підключалися до автоматичного прецизійного перемикача вимірювальних напівмостів типу АП-2 конструкції ЦНДІБК. У якості вторинного вимірювального пристрою використовувався електронний мостовий вимірювач деформацій з автоматичним врівноважувачем типу АІД-1м.

7.4 Результати експериментальних досліджень з визначення контактних напружень на поверхні тензометричної пірамідальної палі

Дослідний майданчик для польових досліджень розташований у м. Полтаві по вул. Богдана Хмельницького. В геологічному відношенні площадку розташовано в заплаві річки Ворскла. Її складає потужна товща алювіальних відкладів, а саме, неоднорідних, шаруватих супісків і пісків з прошарками мулу загальною потужністю до 5,0 м. Зустрічаються й прошарки торфу до 1,0 м потужністю. На майданчику було виконано неорганізований намив піску з русла річки висотою 3,0 м. Перед намивом заболочені ділянки не були вичищені.

Фізико-механічні характеристики мілкового, однорідного кварцового піску намиву за середньо статистичними даними наступні: щільність $\rho = 1,59 \text{ т/м}^3$; щільність частинок ґрунту $\rho_s = 2,66 \text{ т/м}^3$; вологість $W = 0,05$; щільність скелету ґрунту $\rho_d = 1,505 \text{ т/м}^3$; коефіцієнт пористості $e = 0,767$ (пісок середньої щільності); коефіцієнт водонасичення $S_r = 0,21$; кут внутрішнього тертя $\varphi = 32^\circ$; питоме зчеплення $c = 0,004 \text{ МПа}$; модуль деформації $E = 15 \text{ МПа}$; опір ґрунту конусу за даними статичного зондування розширеним конічним наконечником з кутом при вершині 30° $q = 4,5 \text{ МПа}$.

Тензометричну пірамідальну палю було доставлено на дослідну ділянку і за допомогою крану у вертикальному положенні занурено у ґрунт під власною вагою на глибину 0,6 м. Потім палю було закріплено чотирма розтяжками і над нею змонтовано вантажну платформу. Між вантажною платформою та палею було встановлено гідравлічний домкрат ДГ-200, сумісно з насосною станцією. Максимальне зусилля домкрату – 2000 кН. Тиск у робочій камері домкрату виміряли за допомогою зразкового манометру класу 0,4 шкалою 100 одиниць з ціною поділки 0,4 МПа. На рис 7.8,а показано момент встановлення палі під вантажну платформу. Подальше занурення палі здійснювалося за допомогою гідравлічного домкрату з ходом поршня 250 мм і спеціальних перехідників.

Глибину занурення палі виміряли двома прогиномірами конструкції ЛБІ з точністю вимірювання до 0,01 мм. Після занурення палі на усю її висоту, було проведене розвантаження, а на протязі 10 діб палі було надано «відпочинок». Загальний вигляд вантажної платформи з повним вантажем у 1600 кН наведено на рис 7.8, б.

До моменту випробувань голова палі знаходилася на одному рівні із землею поверхнею. Випробування проводилися відповідно до ДСТУ В В.2.1-27:2010. Вертикальне навантаження на палю передавали ступенями за допомогою гідравлічного домкрату ДГ-200. Осідання палі виміряли прогиномірами ЛБІ з точністю до 0,01 мм. Кожну ступінь навантаження витримували до умовної стабілізації осідання, за яку приймали осідання у 0,1 мм за годину спостережень, після чого прикладали наступну ступінь. Випробування було завершено при досягненні осідання палі у 8,0 см.

Графік залежності «навантаження – осідання палі» наведено на рис. 7.9.

Для вивчення впливу заглиблення палі на її несучу здатність було проведено додаткове занурення тензопалі на глибину 0,3 м нижче земної поверхні.

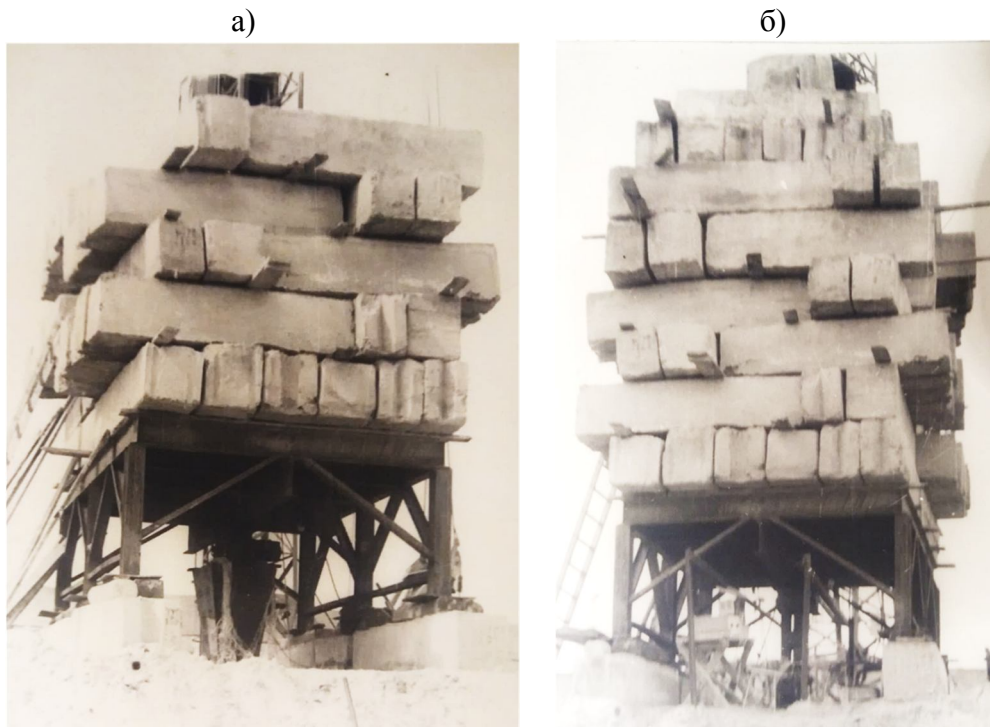


Рис. 7.8 – Процес занурення тензопалі на проектну глибину:
а – початок вдавлювання; б – палі на проектній відмітці

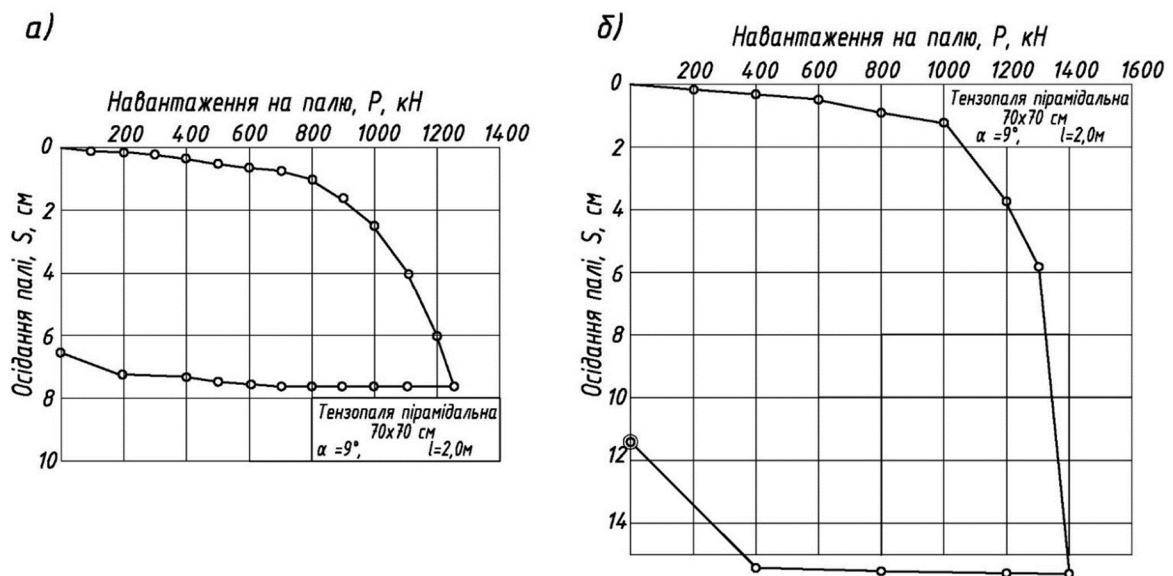


Рис. 7.9 – Графіки залежності «навантаження – осідання» при випробуваннях тензOMETричної палі на вертикальне навантаження: а – голова палі у рівень з поверхню ґрунту; б – голова палі, занурена нижче поверхні ґрунту на 0,3 м

Після чого палі було надано «відпочинок» у 7 діб. Статичне випробування палі було проведено у тій же послідовності, що і попереднє. Кожну ступінь навантаження витримували до умовної

стабілізації осідання. Випробування було завершено при досягненні осідання палі близько 16 см. Після чого було виконане розвантаження палі. Графік залежності «навантаження – осідання палі» наведено на рис. 7.9, б.

Визначення несучої здатності палі було проведено за рекомендаціями як для мостів, тобто, коли немає «зриву», то її визначають при осіданні у 4,0 см. Для незаглибленої палі несуча здатність склала $F_d = 1080$ кН ($N = 900$ кН), а для заглибленої на 0,3 м, відповідно, $F_d = 1200$ кН ($N = 1000$ кН). Тобто, відносно до несучої здатності палі, яку занурено у рівень із земною поверхнею, заглиблення голови палі на 0,3 м нижче, збільшило її несучу здатність на 11%.

Дослідження напружень на контакті «пірамідальна паля – ґрунт» проводили в процесі випробувань палі статичним навантаженням (випробування 1 і 2). Навантаження на палю передавалася ступенями, які дорівнювали:

- випробування 1 – 110, 200, 300, 400, 500, 600, 700, 800, 900, 1000, 1100, 1200, 1250 кН;

- випробування 2 – 200, 400, 600, 800, 900, 1000, 1200, 1300, 1400 кН.

Нормальні та дотичні напруження на робочих гранях виміряли для таких значень вертикального навантаження:

- випробування 1 – 500, 700, 1000, 1250 кН;

- випробування 2 – 400, 900, 1200, 1400 кН.

Порядок вимірювання полягав у наступному: за нульові відліки прийнято показники приладів, які були зафіксовані після завершення «відпочинку» палі перед її завантаженням, у процесі навантаження палі показники приладів знімали після настання умовної стабілізації осідання палі.

По кожному тензодинамометру в процесі випробувань зусилля визначалися у відносних одиницях. Камеральна обробка полягала в переході від зусиль у відносних одиницях шкали тензометричної станції АІД-1м до абсолютних значень (у кН) за допомогою рівнянь тарування. Для кожного динамометра встановлювали два значення зусилля – у напрямленні перпендикулярному та паралельному площині кришок. Нормальні й дотичні напруження визначалися для кожної навісної панелі тензопалі шляхом віднесення відповідних зусиль до площі панелі. Робочі епюри напружень будували у такій послідовності:

- на полі графіка наносили контури поздовжнього профілю пірамідальної палі;

- вздовж робочих граней палі в масштабі відкладали значення напружень, постійних у межах кожної навісної панелі;

- графіки залежностей контактних напружень від глибини розташування навісних панелей відносно голови палі оконтурювали ламаною лінією, паралельно осі палі в межах кожної навісної панелі.

Для кожного ступеня навантаження будували два графіка, на одному показували епюру нормальних напружень, на іншому – дотичні.

Результати вимірів нормальних σ_n і дотичних τ_n за першим і другим випробуванням показано на, відповідно, рис. 7.10, а і рис. 7.10, б. Повний цикл досліджень завершувався тим, що після вилучення палі з ґрунту та її розбирання було проведено повторне тарування тензодинамометрів.

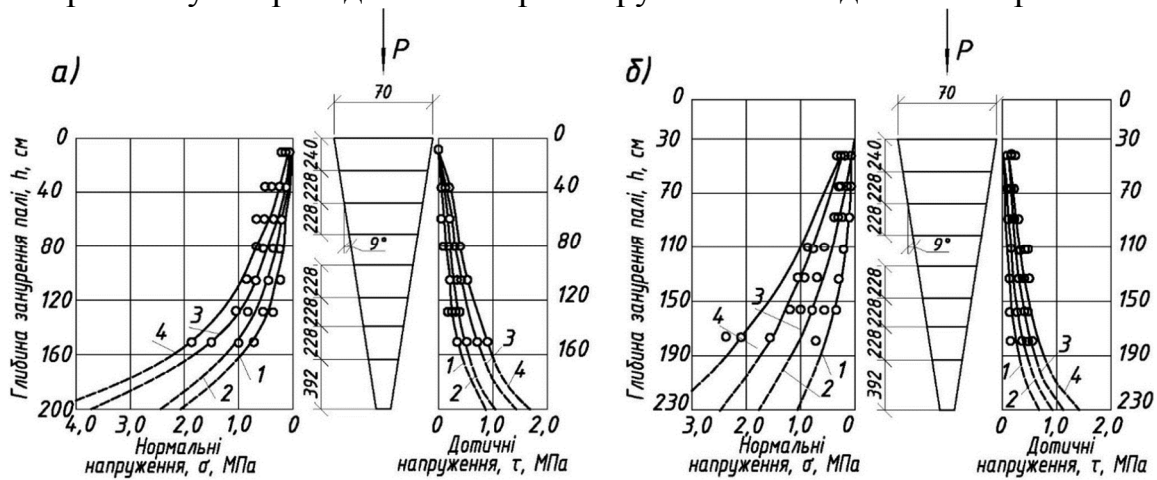


Рис. 7.10 – Осереднені графіки розподілу нормальних і дотичних напружень за бічною поверхнею тензометричної пірамідальної палі: а – палю занурено врівень із землею поверхнею; б – палю заглиблено нижче цієї поверхні на 0,3 м

Для кожного випробування тензодинамічної пірамідальної палі було проведено математичне моделювання величин контактних напружень і граничних навантажень на палю. Моделювання виконувалося за методом, викладеним у розділі V цієї роботи. На рис. 7.11, а і б ці значення нанесені на одне поле відповідно для першого та другого випробувань разом з експериментальними даними. Як видно з графіків теоретичні значення практично співпадають з осереднювальною кривою експериментальних даних.

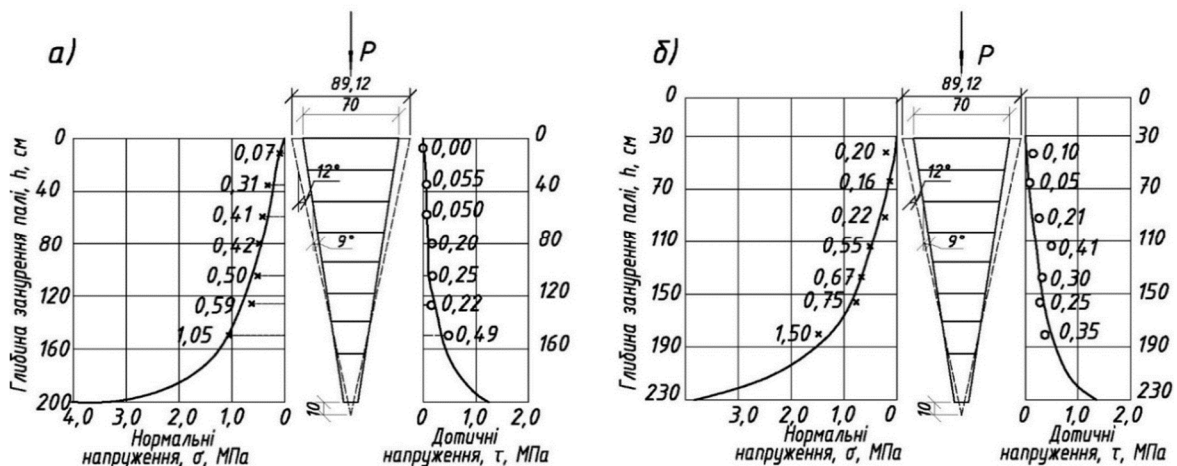


Рис. 7.11 – Співставленні епюри нормальних і дотичних напружень: × - експериментальні значення нормальних напружень; ○ - експериментальні значення дотичних напружень; — - теоретичні значення напружень

За даними математичного моделювання граничні навантаження на пірамідальну тензодинамічну палю склали:

– для випробування 1 отримано граничне навантаження $N_B = 900$ кН,

що доволі близьке до відповідного значення за моделюванням $N_T = 830$ кН;
– для випробування 2 отримано граничне навантаження $N_B = 1000$ кН,
що доволі близьке до відповідного значення за моделюванням $N_T = 910$ кН.

7.5 Висновки за розділом VII

1. Прийнята у досліді конструкція інвентарної пірамідальної палі тензодинамометрів, а також використана вимірна апаратура, дозволили провести випробування з визначення контактних напружень, які виникають на поверхні пірамідальної палі внаслідок передавання їй вертикальних навантажень. Роздільно отримані епюри напружень, які діють нормально та вздовж граней пірамідальної палі.

2. Наявність двох робочих граней у тензометричної пірамідальної палі дозволило визначати контактні напруження у подвійній повторності. Відмічається високе співпадіння отриманих результатів. Це свідчить про достовірність проведених вимірів.

3. Отримані, в процесі випробувань тензометричної пірамідальної палі, епюри нормальних і дотичних напружень мають явну тенденцію збільшення від голови до вістря. Причому, інтенсивність зростання збільшується по мірі наближення до вістря палі. Відповідно до характеру епюр напружень, максимальне значення нормальних, σ_{max} і дотичних, τ_{max} напружень слід припустити у вістря палі.

4. Епюри нормальних і дотичних напружень для різних ступенів навантажень мають подібне окреслення. Це свідчить про те, що не залежно від того знаходиться ґрунт у до граничному стані чи цю межу вже подолано, характер розподілу напружень за поверхнею пірамідальної палі не змінюється.

5. Заглиблення тензопалі на глибину 0,3 м нижче земної поверхні привело до збільшення несучої здатності палі, що у свою чергу збільшило нормальні та дотичні напруження на контакті «палі – ґрунт» за умов граничного стану ґрунтів.

6. При порівнянні результати проведених досліджень з тими, що були розглянуті на початку розділу, можна відмітити, що використання месдоз чи динамометрів з мембранами, які вмонтовують у площину граней палі чи фундаментів, призводить до виникнення арочного ефекту і, як наслідок, до викривлення значень нормальних і дотичних напружень. У той час зняття напружень за допомогою навісних панелей, тобто, з усієї поверхні грані, дозволяє отримувати достовірні дані.

7. Як дослідні, так і змодельовані епюри напружень мають тенденцію до зростання у напрямі від голови палі до її вістря. Напруження, встановлені дослідним шляхом і розрахунком являються величинами одного порядку. Тобто, маємо можливість шляхом математичного моделювання отримати параметри процесу вдавлювання палі у ґрунтову основу.

РОЗДІЛ VIII. ВПРОВАДЖЕННЯ НОВИХ КОНСТРУКЦІЙ І ТЕХНОЛОГІЙ ЗВЕДЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ, ЯКІ СПОРУДЖУЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

У процесі розробки теми були створені нові види обладнання, конструкції та ресурсозберігаючі технології зведення основ і фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту. Більшість цих розробок захищено авторськими свідоцтвами та патентами України й включені, як складові частини, до державних будівельних норм і настанов.

Для обґрунтування ефективності основ і фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту, з точки зору збереження енергоресурсів, розроблено методику їх підрахунку при варіантному проектуванні основ і фундаментів. Унаслідок масового впровадження наукових розробок досягнуто економії цементу, сталі, умовного палива та отримано суттєве зниження кошторисної вартості будівництва.

8.1 Нові види обладнання для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах і витрамбованих котлованах

У практиці будівництва відомі різні способи влаштування пробитих свердловин і витрамбованих котлованів: *витрамбовування* порожнин у ґрунті трамбівками, що вільно падають за направляючою; забиванням палейним агрегатом лідера відповідних розмірів з наступним його вилученням – *виштамповування*; занурення лідера в ґрунт за допомогою віброзанурювача з наступним вилученням – *віброштампування*; занурення лідера в ґрунт з наступним вилученням статичним навантаженням за допомогою вдавлювального агрегату – *вдавлювання*.

Обладнання для витрамбовування котлованів і пробивання свердловин відрізняється відносною простотою. Трамбівка занурюється у ґрунт внаслідок її вільного падіння з фіксованої висоти. Для кожного удару трамбівку вилучають з котловану чи свердловини. Багатократність вилучення трамбівки з котловану призводить до деяких відхилень у розмірах котлованів [6, 80, 112, 113, 145, 161].

При виштамповуванні лідер занурюють у ґрунт дизель-молотом на проектну глибину з наступним його вилученням різними конструктивними пристосуваннями. Жорсткий лідер можливо вилучити за допомогою значного вертикального зусилля, який створює гідроциліндр [110, 111, 172]. При цьому часто руйнуються стінки котлованів. Найбільш ефективним з точки зору якості котлованів у різних ґрунтах є спосіб віброштампування. Лідер занурюють і вилучають з ґрунту за допомогою віброзанурювача. У зв'язку з одноразовим занурюванням підвищується точність влаштування котлованів, а вилучення лідера з вібруванням забезпечує збереження його стінок.

Відповідно до накопиченого досвіду витрамбовування і виштамповування ці способи успішно використовуються для влаштування

котлованів і свердловин не лише в лесованих, але і в ґрунтах, насичених водою [79, 88, 113]. При проходженні слабких водонасичених ґрунтів для укріплення стінок котлованів і свердловин використовують щебінь, який втрамбується за усією їх поверхнею на глибину 50 – 100 мм. Цим забезпечується стійкість стінок, а їх шорсткість перешкоджає виникненню вакууму при вийманні трамбівки.

При влаштуванні котлованів у пісках використовують глинистий ґрунт, який втрамбовують у стінки, забезпечуючи їх стійкість і водонепроникність на певний період, необхідний для влаштування фундаменту [79, 113].

В ПолтНТУ був розроблено пристрій для витрамбовування котлованів під фундаменти, яке встановлюється у якості навісного обладнання на екскаваторах-драглайнах рис. 8.1 [79]. Такі екскаватори обладнані фрикційною лебідкою, яка забезпечує піднімання і вільне скидання трамбівки. Відповідно до схеми (див. рис. 8.1) пристрій складається з прямої, всередині якої переміщується циліндрична трамбівка; дозувального бункера, що забезпечує подавання щебня до свердловини при формуванні розширення за рахунок автоматичного відкриття за допомогою спеціальної тяги. Напрямна шарнірно кріпиться до стріли екскаватора. Для того, щоб прямна не переміщувалася в горизонтальному напрямку, встановлено додаткове кріплення.

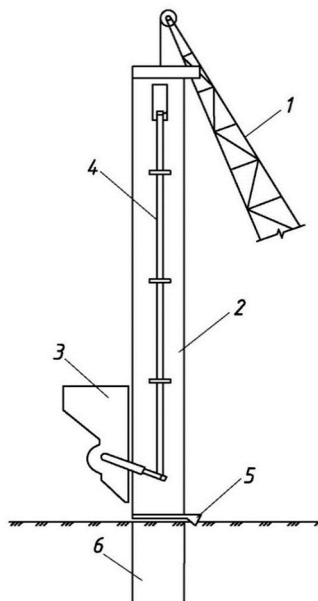


Рис. 8.1 – Пристрій для пробивання свердловин у ґрунті під фундаменти:
 1 – стріла екскаватору; 2 – циліндрична трамбівка; 3 – дозувальний бункер;
 4 – тяга до затвору бункера; 5 – анкер; 6 – пробита свердловина

Трамбівка необхідної форми виготовляється шляхом відливання з металу чи з металевого листа товщиною 10 – 15 мм з наступним заповненням бетоном. Для пробивання свердловин і влаштування розширення застосовують циліндричну трамбівку (рис. 8.2), а для витрамбовування котлованів з розширенням використовують трапецеподібну трамбівку. Маса трамбівки звичайно складає 3 – 5 т. Трамбівку кріплять до підйомного тросу

екскаватора спеціальним пристроєм для запобігання закручування його та передчасного зносу.

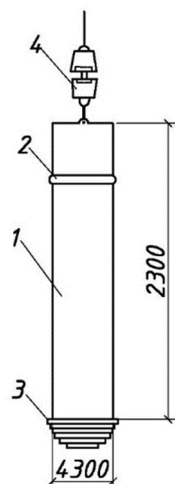


Рис. 8.2 – Трамбівка суцільнометалева для пробивання свердловин у ґрунті:
1 – тіло трамбівки, 2 – пояс; 3 – наконечник; 4 – пристрій проти закручування тросу

Вантажопідйомність лебідки екскаватора підбирається таким чином, щоб вона у 4 – 5 разів перевищувала вагу трамбівки. Це є необхідним тому, щоб вилучати трамбівку зі свердловини у випадку її заклинювання. При виконанні цієї умови забезпечується нормальна робота агрегату тривалий час. Недоліком цього обладнання є мала мобільність. Найбільш ефективно його використання на великих будівельних майданчиках, на яких об'єкти розташовані компактно, наприклад, будівництво нового мікрорайону, заводу тощо.

При значному віддаленню невеликих об'єктів, суттєві витрати йдуть на переміщення механізмів, які слід розбирати на складові (напрямна, трамбівка, базова машина). Для цих робіт необхідні кран для збирання-розбирання, трейлер для перевезення усіх елементів. На рис 8.3 подано загальний вигляд агрегату для пробивання свердловин на базовій машині – екскаватор-драглайн Е-10011.



Рис. 8.3 – Агрегат для пробивання свердловин на базі екскаватора-драглайна Е-10011

Багаторічний досвід експлуатації таких агрегатів в різних ґрунтових умовах України і РФ показав надійність їх надійність з такими стійкими показниками:

- діаметр пробитої свердловини – 0,4 – 0,6 м.
- глибина пробитої свердловини – 2 – 10 м;
- глибина свердловини нижче рівня ґрунтових вод – 6 м;
- швидкість пробивання 1 п. м свердловини – 3 – 6 хв.;
- об’єм щебня втрамбованого у розширення – 0,5 – 3,0 м³;
- час втрамбовування 1 м³ щебня у розширення – 20 – 40 хв.

Дані наведені для твердих-тугопластичних лесованих суглинків зі щільністю скелету ґрунту, $\rho_d = 1,35 - 1,45 \text{ т/м}^3$.

Для збільшення мобільності агрегатів для пробивання свердловин і втрамбовування щебня в розширення в ПолтНТУ відповідно до АС № 1596016 створено установку [79, 88], що показана на рис. 8.4.

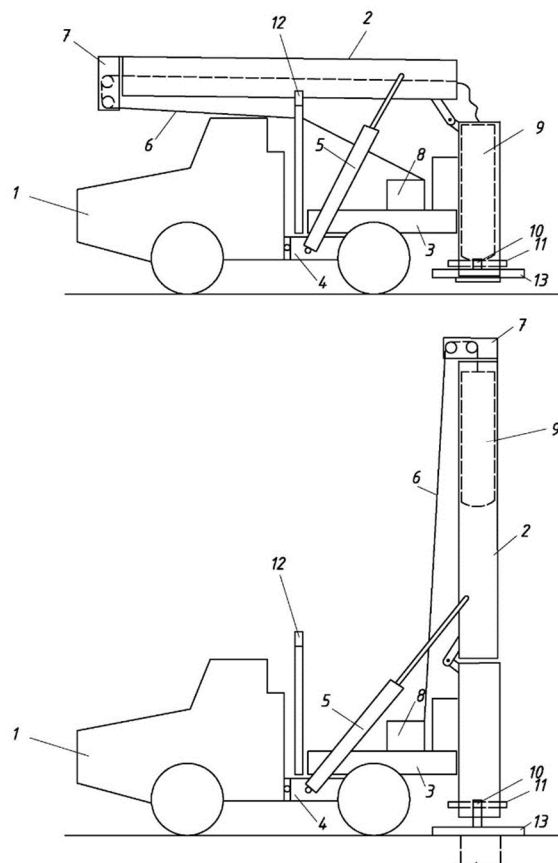


Рис. 8.4 – Загальний вигляд мобільної установки для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах на базі трактора Т-150 у транспортному та робочому положеннях: 1 – базова машина; напрямна з двох елементів (2 – верхня, 9 – нижня); 3 – додаткова рама; 5 – спарені гідроциліндри; 6 – трос лебідки; 7 – блок роликів; 8 – лебідка; 10 – аутригери; 11 – штир; 12 – опорна рама; 13 – опірне кільце

На базовій машині – 1, змонтовано напрямну – 2, у вигляді з’єднаних між собою шарніром нижньої – 4, і верхньої – 9, труб. Нижня труба напрямної – 2, закріплена у вертикальному положенні з зазорами у нижній і верхній обоймах додаткової рами – 3, яка кріпиться до платформи – 9,

базової машини – 1. Спареними гідроциліндрами – 10, верхня труба – 5, напрямної – 2 може виводитися у вертикальне робоче чи у горизонтальне транспортне положення. Зубчасте колесо жорстко закріплено до нижньої труби – 9 напрямної, і при повертанні взаємодіє з верхньою обоймою. Шарнір виконаний так, що нижня проушина жорстко закріплена до нижньої труби напрямної – 9, а верхня проушина жорстко закріплена до обойми з зазором до верхньої труби – 2, напрямної – 2, і при повертанні взаємодіє з буртиком – 14.

Лебідкою – 15, через коробку передач – 16, приводиться до руху шестерня – 17, яка взаємодіє з зубчастим колесом, повертає нижню трубу – 4, напрямної – 2, на 180° . Тросом – 6 через блок роликів – 7 (лебідкою – 8) трамбівка піднімається на необхідну висоту й скидається. При обертанні шарніру на 180° виключаються гідроциліндри – 5, в результаті чого вони не сприймають динамічних навантажень, які виникають при підніманні та скиданні трамбівки. Гідравлічні аутригери – 10 закріплені до нижньої труби – 9 напрямної, опірна частина їх – 13, виповнена у вигляді кільця, яке перешкоджає випинанню ґрунту при втрамбовуванні щебеню в розширення. Збільшена площа опорної частини аутригерів дозволяє установці працювати практично у будь-яких ґрунтових умовах без перенесення напрямної та її переміщення від заданого центру свердловини. Штир – 11 слугує для фіксації трамбівки в нижній частині напрямної при переїздах агрегату. Верхня труба – 2 напрямної при переїздах спирається на опірну раму – 12.

Установка працює наступним чином. Переміщенням базової машини – 1, напрямна – 9, наводиться на точку витрамбовування свердловини. Спареними гідроциліндрами – 5, верхня труба – 2 напрямної виводиться з горизонтального положення у вертикальне робоче положення. Лебідкою – 8 через коробку передач повертається нижня труба – 9 напрямної на 180° .

Гідравлічні аутригери приводяться у робочий стан, тобто, опускаються штоки з противипорним кільцем до зіткнення з ґрунтом. Трамбівка піднімається на потрібну висоту і скидається, за кілька ударів трамбівкою пробивається свердловина. Цією трамбівкою втрамбовується щебінь у дно свердловини для створення розширення. Після влаштування розширення у нижній частині свердловини агрегат приводиться в транспортне положення. Трамбівка при переїздах знаходиться всередині нижньої труби – 9 напрямної та спирається на штир – 11. Лебідка, приводиться до дії від валу відбору потужності базової машини чи електроприводом.

Установка може пересуватися шосейними дорогами та вулицями населених пунктів, дотримуючись встановлених габаритів. Стійкість установки забезпечується тим, що трамбівка урівноважує зміщений центр ваги до передньої частини базової машини. На рис. 8.5, а показаний загальний вигляд установки у транспортному положенні, а на рис. 8.5, б – у робочому положенні.

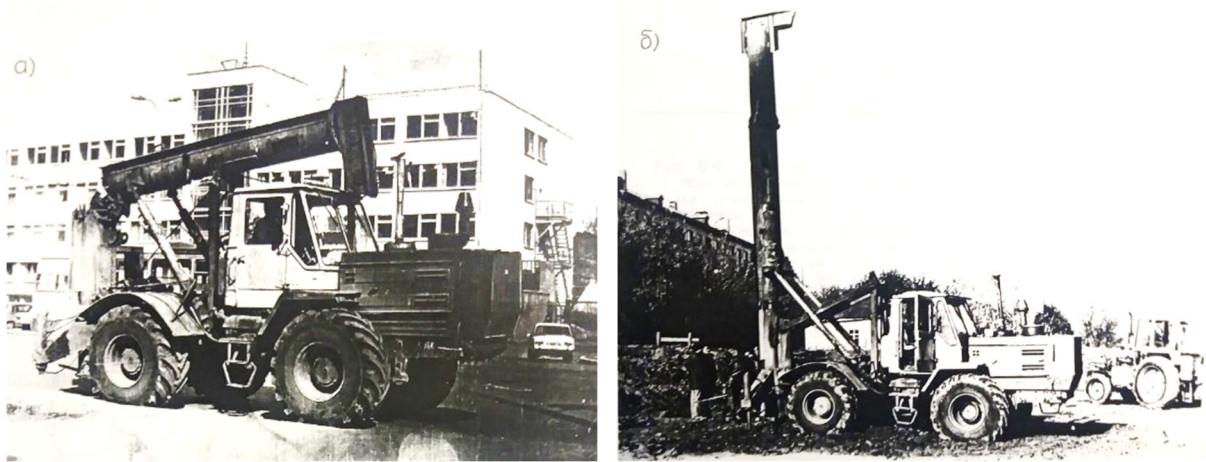


Рис. 8.5 – Загальний вигляд мобільної установки на базі шасі трактора Т-150

Досвід експлуатації описаних установок показав, що з причини невеликих розмірів рами трактора Т-150 на можливо розмістити лише лебідку підйомністю лише 5 т. При масі трамбівки 2,2 – 2,6 т така лебідка швидко виходить з ладу.

Останніми роками в якості базової машини використовують шасі СЕВМ-7, яке має збільшену раму-платформу та підвищену прохідність за рахунок ширини коліс. На платформі машині вільно розміщується лебідка підйомністю 10 – 16 т, відповідна трансмісія, кабіна управління. Вигляд установки подано на рис. 8.6.



Рис. 8.6 – Загальний вигляд мобільної установки на базі шасі СЕВМ-7

Технічні дані цієї установки:

- швидкість руху до 35 км/год.;
- довжина напрямної 9 – 12 м;
- діаметр напрямної 0,5 м;
- висота скидання трамбівки 6 – 8 м;
- довжина циліндричної трамбівки 2,3 – 2,6 м;

- діаметр трамбівки 0,43 м;
- маса трамбівки 2,3 – 3 т;
- вантажопідйомність лебідки 5 – 16 т;
- питомий статичний тиск трамбівки на ґрунт 0,15 МПа.

Досвід використання установок показав надійність роботи обладнання з такими показниками:

- глибина пробитої свердловини 2 – 5 м;
- швидкість пробивання 1 м п. свердловини 5 – 10 хв.;
- об'єм щебня втрамбованого в розширення 0,5 – 2,0 м³;
- час трамбування 1 м³ щебня в розширення порціями по 0,25 м³ 30 – 50 хв.

Дані наведено для твердих і тугопластичних лесованих суглинків зі щільністю скелету ґрунту $\rho_d = 1,35 - 1,45 \text{ т/м}^3$.

На рис. 8.7 показано різновид мобільної установки на базі автомобіля КрАЗ. Вона обладнана електричним приводом від генератора та електромережі, а також гідравлічною системою для центрування напрямної за віссю свердловини. Швидкість руху установки по шосе 70 км/год. Для умов підтоплених котлованів використовується шасі гусеничного трактора.



Рисунок 8.7 – Загальний вигляд мобільних установок на базі шасі автомобіля КРАЗ і гусеничного трактору Т-130

Для влаштування віброштампованих котлованів для встановлення центрифугованих опор контактної мережі було створене обладнання, що складалося зі спеціального лідеру, віброзанурювача ВП-1, амортизатора та базової машини. Лідер виготовлявся з конічних сталевих секцій листової сталі товщиною 5 мм. Після збирання секцій внутрішня порожнина лідеру заповнюється бетоном. Довжина конічної частини лідеру складала 4,0 м. Лідер мав вістря для центрування його у процесі занурення в ґрунт. Верхня частина лідера мала прямокутний у плані елемент перерізом 67х67 см висотою 50 см для закріплення його в захваті АВСЕ (рис. 8.8, а). У випадку, коли занурення лідеру ведеться за допомогою віброзанурювача ВП-1, підвішеного до стріли крану, до прямокутного елемента зварюванням закріплювали конусний елемент для з'єднання лідеру з

захватом ВП-1. Для зменшення вібраційних впливів на стрілу крану в процесі вилучення лідеру з ґрунту, між крюком крану і віброзанурювачем підвішується амортизатор.

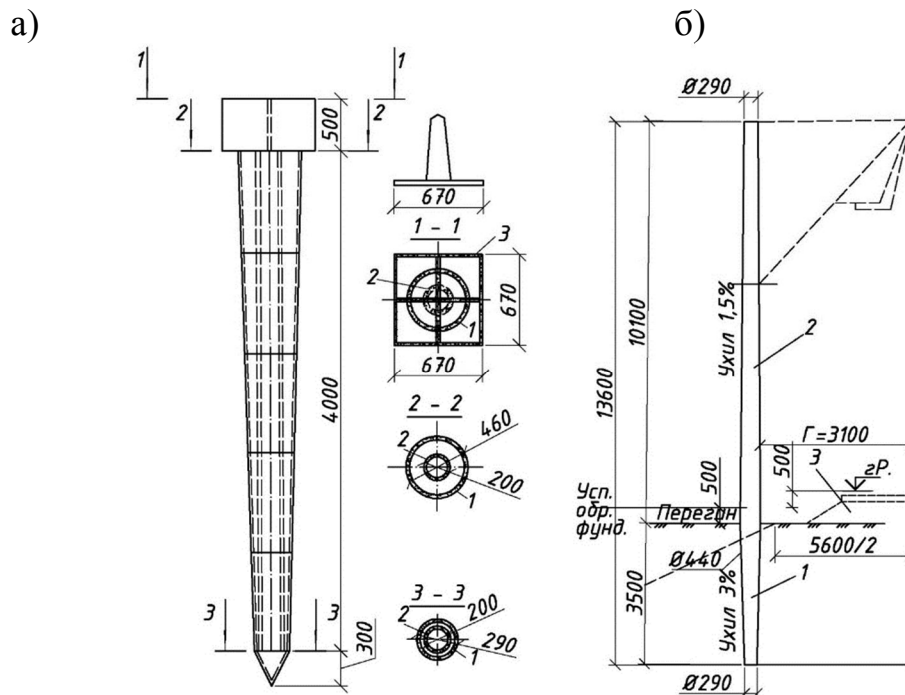


Рис. 8.8 – Опора лінії контактної мережі залізниць з подвійною конічністю стовбура: а – сталевий лідер для віброштампування котловану; б – опора контактної мережі

8.2 Нові конструкції і технології виготовлення фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту

Для потреб електрифікації Південної залізниці була розроблена конструкція опори лінії контактної мережі з подвійною конічністю стовбуру (рис. 8.8, б). Надземна частина опори довжиною 10100 мм прийнята діаметром при вершині 290 мм з нахилом лінії, що його утворює, до вертикалі $1,5^{\circ}$. Нижня (фундаментна) частина опори виконана у формі усіченого конусу. Діаметр її поперечного перерізу зменшується до низу опори до 290 мм. Діаметр основи надземної та підземної частин опори складає 440 мм, що дорівнює максимальному діаметру опори. Довжина фундаментної частини складає 3500 мм при нахилі лінії, що його утворює, до вертикалі у 3° .

Виготовлення опор нової конструкції було налагоджено на заводі «Буддеталь» тресту «Південьтрансбуд» у м. Харкові. Для цього використано сталеву форму для виготовлення типових опор довжиною 13,5 м, у якій з боку фундаментної частини опори були вставлені конічні вкладення. Для можливості перегинання напруженої арматури використано розпірне кільце.

Випробування опор з подвійною конічністю стовбуру проведено в заводських умовах на стенді, який забезпечив розрахункову схему навантаження опор відповідно до «Технічних умов з проведення статичних

випробувань залізобетонних опор контактної мережі у виробничих умовах», ВСН-3-63. Було встановлено, що нові опори за міцністю, жорсткістю та тріщиностійкістю відповідають вимогам Державного стандарту.

Встановлення у ґрунт опор з подвійною конічністю стовбуру складається з таких операцій:

- розмічування центрів опор на майданчику;
- віброштампування котлованів з втрамбуванням жорсткого матеріалу (щебня) у його стінки і днище;
- встановлення краном опор у котловани з вивірянням їх за вертикаллю.

Котловани влаштовують шляхом віброштампування обладнанням, яке було показано у попередньому параграфі. Сумарний час роботи віброзанурювача для влаштування одного котловану коливається у межах 200 – 900 с і залежить від виду та стану ґрунту, наявності попередньо пробуреної лідируючої свердловини, кількості води, що залита у цю свердловину, тощо. При необхідності в стінки та дно котловану вштамповують жорсткий матеріал (крупний пісок, щебінь, цегляний бій тощо), який засипається на усю висоту котловану.

Через те, що фундаментна частина опори з подвійною конічністю стовбуру під власною вагою закріплюється у віброштампованому котловані, повністю виключаються ручні роботи із закладення пазух між стінками котловану та опорою, що мало місце при стандартному способі встановлення типових залізобетонних центрифугованих опор контактної мережі. Опори з подвійною конічністю стовбуру були впроваджені на окремих ділянках залізниць України трестами «Південзахідтрансбуд», «Південьтрансбуд», «Одесатрансбуд». Встановлено, що при усіх рівних умовах несуча здатність нових опор за ґрунтом вище на 20 – 30% типових. На 1 км шляху досягнута економія кошторисної вартості на 50000 грн., а зменшення трудомісткості – на 28 люд./день.

Особливості формування «зони впливу» у коротких пірамідальних паль дозволили створити новий тип фундаменту, який показаний на рис. 8.9, а.

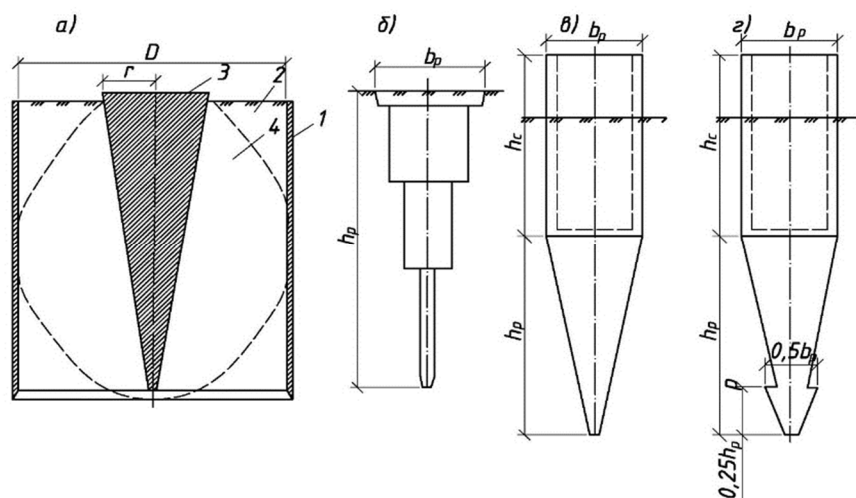


Рис. 8.9 – Різновиди пірамідальних а – у циліндричній оболонці; б – ступінчаста; в – стаканного типу; г - анкерна

При зануренні пірамідальної палі в ґрунт її вістря не доводиться до площини нижньої кромки оболонки на 5 – 10 см. При зануренні пірамідальної палі навкруги її утворюється «зона впливу» у ґрунті, діаметр якої може бути визначений за формулою (при коефіцієнтах кореляції $r = 0,99$ і варіації $v = 0,024$)

$$D = 2,73 \cdot r \cdot \exp(0,024\varphi) . \quad (8.2)$$

Товщина ущільненого ґрунту під вістрям пірамідальної палі – 5 – 10 см.

Отже, практично увесь внутрішній об'єм оболонки складає ущільнений ґрунт. Внаслідок, при прикладенні до фундаменту навантаження, його складові: оболонка, пірамідальна палія та ущільнений ґрунт, – працюють сумісно.

Збільшити несучу здатність короткої пірамідальної палі можливо шляхом надання їй ступінчастої форми так, як це показано на рис. 8.9, б. Така форма палі при зануренні у ґрунт сприяє утворенню ґрунтової сорочки, яка «обгортає» палю і при її навантаженні створює за цією поверхнею тертя ґрунту за ґрунтом, що збільшує несучу здатність такої палі проти звичайної пірамідальної. Цей тезис перевірено паралельними статичними випробуваннями ступінчастих і звичайних палей однакових габаритів у пісках кварцових, мілких, маловологих, середньої щільності. Результати випробувань показали, що при економії бетону в 17% несуча здатність ступінчастої пірамідальної палі на 25% вища, ніж для звичайної.

Численні дослідження показали високий опір пірамідальних палей горизонтальним і моментним навантаженням, що пов'язано з наявністю розвинутої бічної поверхні в зоні відсічі ґрунту вище осі обертання палі. Конструкція таких палей залежить від призначення надфундаментної частини. Наприклад, нижня частина палі під опору контактної мережі електрифікованих залізниць, ліній електропередач, трубопроводів мають форму піраміди, а верхня приймається в залежності від вигляду надфундаментної конструкції – «склянкового» типу (рис. 8.9, в). Об'єм таких палей на 20 – 30% менший ніж тих, які звичайно використовують при цьому – фундаменти типу ДС. Такі палі можливо використовувати як анкерні, для цього розширюють нижню частину піраміди (рис. 8.9, г).

Для підвищення несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах у їх нижній частині влаштовують розширення шляхом втрамбовування щебня тією ж трамбівкою. Внаслідок пробивання свердловини та влаштування розширення у ґрунті створюється ущільнена зона, у межах якої підвищуються механічні характеристики ґрунту, ліквідуються їх просадочні властивості. У випадку дії на фундамент позacentрового навантаження в свердловину встановлюють арматурний каркас і свердловину заповнюють бетоном.

На рис. 8.10, а подано фундамент у пробуреній свердловині з розширенням в нижній частині з втрамбованого щебня. Як свідчить схема, «зона впливу» такого фундаменту формується лише навкруги розширення.

Такі фундаменти найшли своє використання, коли необхідно знизити динамічний вплив на навколишнє середовище, який виникає при влаштуванні фундаментів. З точки зору несучої здатності такі фундаменти незначно поступаються фундаментам у пробитих свердловинах тому, що несуча здатність і тих, і інших забезпечується переважно за рахунок розширення.

На рис. 8.10, б подано фундамент у пробитій свердловині із залізобетонним стовбуром діаметром 0,4 – 0,6 м, довжиною 2 – 10 м залежно від конструктивних особливостей будівлі та інженерно-геологічних умов майданчику. Об'єм щебня в розширенні 1 – 2 м³. Несуча здатність на дію вертикального навантаження 600 – 1600 кН. За робочу зміну можливо однією установкою виготовити до 10 таких фундаментів. Для основ, складених лесованими ґрунтами з просіданням від власної ваги менше 5 см (потужність товщі до 10 м), використання таких фундаментів дозволяє знизити кошторисну вартість нульового циклу будівлі на 30 – 50% порівняно із забивними призматичними палями.

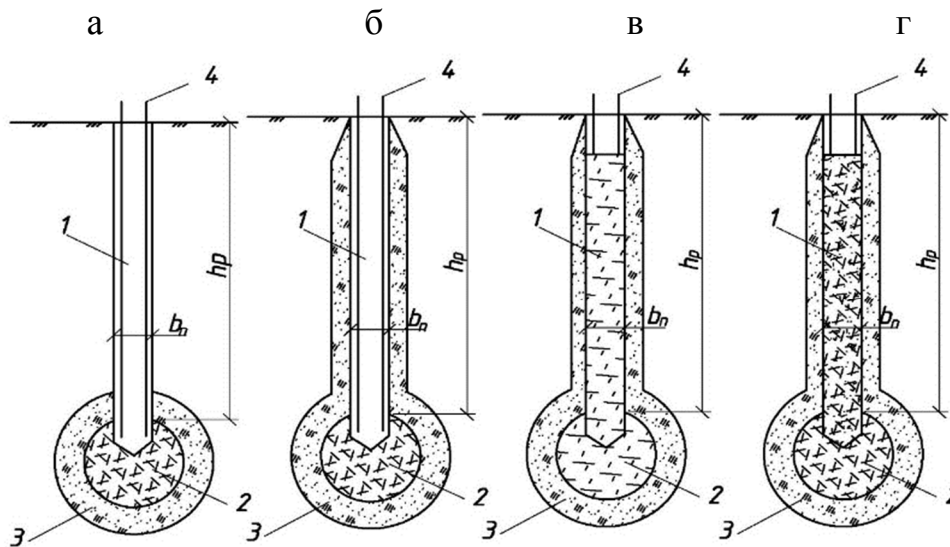


Рисунок 8.10 – Конструкції фундаментів в пробитих свердловинах: а – в пробуреній свердловині; б – із залізобетонним стовбуром; в – стовбур і розширення з доменного шлаку; г – стовбур і розширення з суміші щебня та суглинку

При дії на фундамент осьового центрального навантаження до 200 кН розширення і стовбур фундаменту в пробитій свердловині можливо виготовляти з доменного шлаку (рис. 8.10, в). Такі фундаменти використовували в системі комбінату «Криворіжбуд», м. Кривий Ріг.

На рис. 8.10, г показаний фундамент в пробитій свердловині з розширенням і стовбуром з втрамбованого щебня та суглинку. Відповідно до прийнятої технології при пробиванні свердловини проводиться втрамбовування щебня у стінки свердловини. Після утворення свердловини до неї порціями подається суміш щебня та суглинку при оптимальній вологості в об'ємі, який складає 1,4 – 2 об'єму свердловини. Верхні 0,4 м свердловини заповнюються бетоном. Фундамент розроблено

для стін сільськогосподарських виробничих будівель з погонним навантаженням 60 кН/мп. Його впроваджено у сільське будівництво в Полтавській і Сумській областях, а також при зведенні газокompресорних станцій магістральних газопроводів на території України.

Порівняно з фундаментами зі збірних бетонних блоків такі фундаменти дозволили знизити кошторисну вартість нульового циклу сільськогосподарських будівель до 60%. За допомогою мобільного обладнання на тракторі Т-150К за робочу зміну можливо виготовити 14 фундаментів. Економія бетону при цьому склала 80%.

Досвід досліджень фундаментів у пробитих свердловинах показав, що недоцільно приймати діаметр розширення більше, ніж $2b_p$ (b_p – діаметр пробитої свердловини). Це обґрунтовується тим, що при більших розмірах розширення у ньому починають розвиватися напруження розтягу й частина розширення виключається з роботи. Щоб підвищити несучу здатність фундаменту в пробитій свердловині, необхідно збільшити висоту розширення.

На рис. 8.11, а показано фундамент у пробитій свердловині підвищеної несучої здатності, виконаний відповідно до висунутого вище положення. За схемою квадрату в плані пробивають послідовно чотири допоміжні свердловини, в основу яких втрамбовують по 1 – 3 м³ щебня. Допоміжні свердловини заповнюють ґрунтом з ущільненням тією ж трамбівкою. Потім за центром фундаменту пробивають п'яту свердловина на глибину 0,5 м менше допоміжних. В основу цієї свердловини втрамбовують 1 – 3 м³ щебня. У свердловину встановлюють арматурний каркас, і вона заповнюється бетоном з вібруванням.

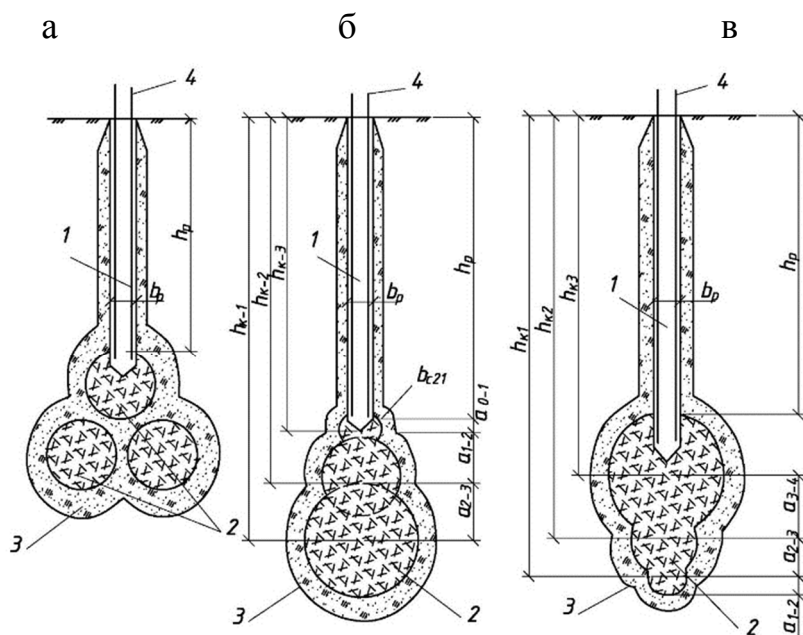


Рис. 8.11 – Конструкції фундаментів в пробитих свердловинах підсиленої несучої здатності: а – розширення сформоване з 5 елементів; б – розширення сформоване методом «зверху – донизу»; в – розширення сформоване методом «знизу – вгору»

На рис.8.11,б наведено фундамент підвищеної несучої здатності. Його розширення із втрамбованого щєбня формується з кількох елементів, починаючи з глибини, h_{kl} , на якій виключається випинання ґрунту

$$h_{kl} = \frac{\frac{N}{A_{br}} - 1,5 \cdot N_\gamma \cdot r_{br} \cdot \bar{\gamma} - 1,3 \cdot N_c \cdot \bar{c}}{2,5 \cdot N_q \cdot \bar{\gamma}} \quad (8.3)$$

Формування розширення йде «зверху – вниз» за формою близькою до усіченого конусу шляхом циклічного утворення окремих елементів зі щєбня з наступним пробиванням трамбівкою. Діаметр елементів приймають за виразом

$$b_{bri} = b_p + 2(h_{ki} - d) \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (8.4)$$

Відстань між центрами елементів за глибиною приймають за формулою

$$a_{i,i+1} = \frac{d_{bri+1} - d_{bri}}{2 \cdot \operatorname{tg} \varphi} \quad (8.5)$$

де N – статичне зусилля, що передається на ґрунт в процесі трамбування; r_{br}, A_{dr} – радіус і площа поперечного перерізу першого елемента розширення; $\bar{\gamma}$ і \bar{c} – питома вага та питоме зчеплення ґрунту вище першого елемента; N_γ, N_q, N_c – безрозмірні коефіцієнти несучої здатності ґрунту відповідно до додатку Е ДБН В.2.1-10-2009; b_p – діаметр свердловини; h_{kl} – глибина від земної поверхні відповідно до середини елемента розширення; d – глибина свердловини, що заповнюється бетоном, від земної поверхні до перетину з розширенням; φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

Такий спосіб влаштування розширення для фундаменту в пробитій свердловині дозволяє суттєво збільшити його розміри як за глибиною, так і за площею, що підвищує його несучу здатність. Форма розширення фундаменту забезпечує його роботу як єдиної жорсткої конструкції. Необхідність пробивання тільки однієї свердловини спрощує його виготовлення.

На рис. 8.11, в наведено фундамент у пробитій свердловині з розширенням близьким до конічної форми, розташованого вершиною донизу. Кут розкриття конусу 90° . Розширення влаштовують з окремих елементів за принципом «знизу – вгору». Відстань між центрами окремих елементів визначається за формулою

$$a_{i,i+1} = \frac{r_{bri+1} - r_{bri}}{\operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})} \quad (8.6)$$

Радіуси зон визначають за виразом

$$r_{bri} = \sqrt[3]{\frac{3 \cdot V_{bri}}{4K_d \cdot \theta_i \cdot \pi}}$$

де V_{bri} – насипний об'єм щєбня в першу зону; K_d – коефіцієнт ущільнення щєбня, визначається за формулою (6.47); θ_i – співвідношення

вертикальних і горизонтальних напівосей першого елемента, визначається за формулою

$$\theta_i = \frac{\eta_i}{\Psi_i}, \quad (8.7)$$

де η_i – співвідношення вертикальних і горизонтальних напівосей еліпсоїда обертання, визначається за виразом (6.51); Ψ_i – коефіцієнт, який враховує підвищення міцності підстильного шару ґрунту, визначається за формулою

$$\Psi_i = \sqrt{\frac{E_{i-1}}{E_i}}, \quad (8.8)$$

де E_{i-1} – модуль деформації підстильного ґрунту після влаштування розширення; E_i – модуль деформації підстильного ґрунту в природному стані.

Запропонована конструкція фундаменту дозволяє суттєво збільшити несучу здатність фундаменту в пробитій свердловині за рахунок значного збільшення глибини закладення та площі розширення із втрамбованого щєбня з використанням лише одної пробитої свердловини.

При інженерній підготовці території для будівництва в заплавах річок часто намівом перекриваються значні товщі мулів, торфів і заторфованих ґрунтів. Будівництво сучасних будівель і споруд за таких умов можливо лише з прорізанням цих слабких ґрунтів палями. У ПолтНТУ розроблено [82] метод підсилення таких основ шляхом втрамбовування щєбеню у слабкий підстильний шар з метою підсилення слабого ґрунту в межах подошви фундаментів. На рис. 8.12 показано послідовність пробивання свердловин, а на рис. 8.13 – технологічний процес втрамбовування щєбня у слабкий підстильний шар.

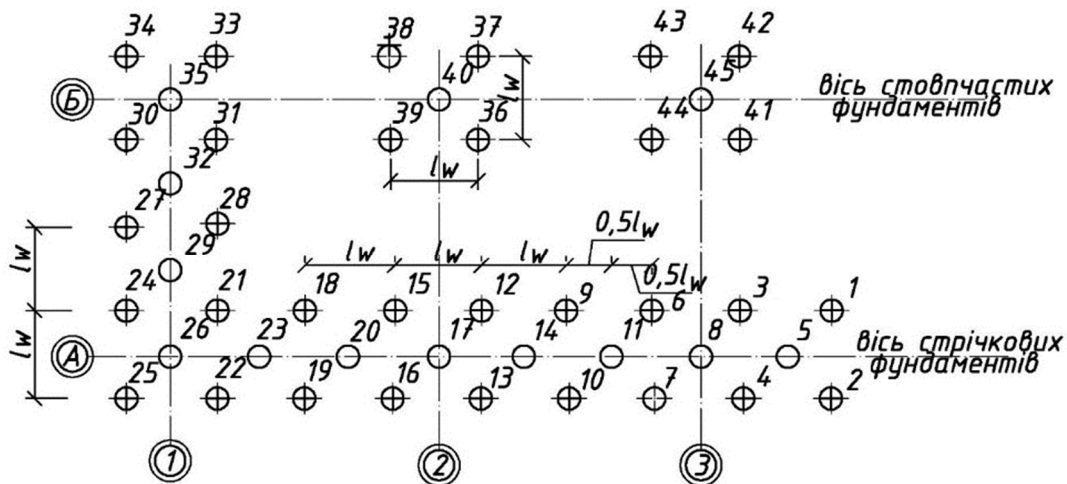


Рис. 8.12 – Схема розташування пробитих свердловин:
 o – контрольні свердловини; x – робочі свердловини

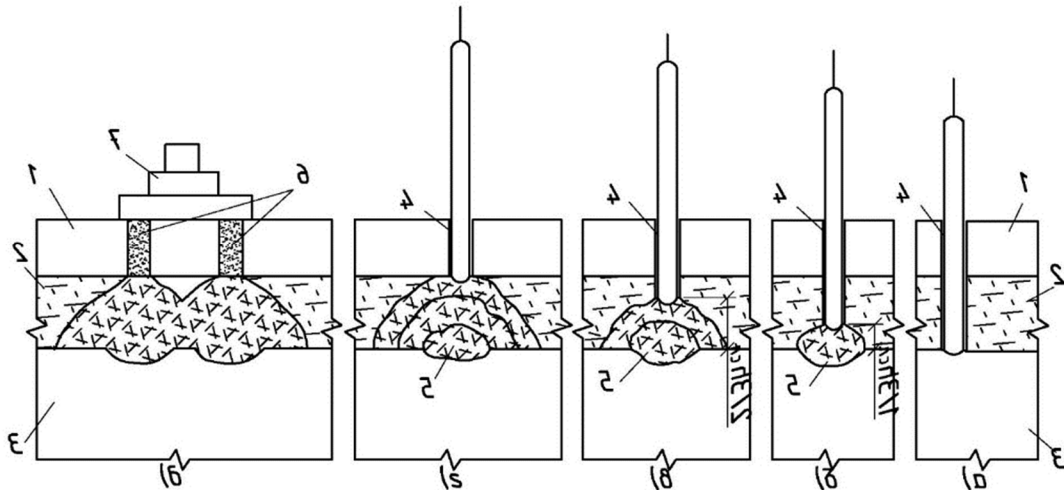


Рис. 8.13 – Процес зведення фундаменту на слабкому підстильному шарі: а – пробивання свердловини; б – г – втрамбування щебня; д – влаштування фундаменту: 1 – шар намівного піску; 2 – слабкий шар; 3 – підстильний шар; 4 – циліндрична трамбівка; 5 – утрамбований щебінь; частина свердловин, заповнена ущільненим піском; 7 – фундамент

Метод підсилення слабких основ реалізується наступним чином. Вдоль майбутніх стрічкових чи окремих фундаментів пробиваються свердловини. Кожна свердловина прорізає шар намітого ґрунту й слабкий підстильний шар до покрівлі шару 3. В кожену свердловину порціями по 0,15 – 0,25 м³ втрамбовують щебінь спочатку з опусканням трамбівки на глибину $1,3h_{сл}$ (де $h_{сл}$ – товщина слабого шару), тобто нижче підшви слабого шару на третину його потужності, до відмови 8 – 10 см для утворення жорсткого ядра. Після цієї операції продовжують втрамбовувати щебінь, але вже з опусканням трамбівки лише на 2/3 висоти слабого шару до відмови 5 – 7 см. Нарешті, продовжують втрамбовувати щебінь з опусканням трамбівки лише до покрівлі слабого шару до відмови 3 – 4 см. У такий послідовності проводять підсилення слабого шару усіма робочими свердловинами. Після завершення усіх робочих свердловин, у центрі кожного квадрату, створеного чотирма робочими свердловинами, пробивають контрольні свердловини для перевірки якості підсилення.

Коли при пробиванні контрольної свердловини відмова на рівні покрівлі слабого шару дорівнює 3 – 4 см, це свідчить про те, що підсилення виконане рівномірно за площею слабого шару. Коли відмова трамбівки більша, у контрольну свердловину втрамбовують щебінь як у робочу. Після завершення втрамбування щебня всі свердловини вище покрівлі слабого шару заповнюються пошарово піском з ущільненням тією ж трамбівкою.

За цією технологією у м. Полтаві в мікрорайоні «Левада», що розташований у заплаві річки Ворскла на шарі намітого піску потужністю 4 – 6 м, побудовані й успішно експлуатуються багато років школа на 1728 учнів, дитячий садок, кілька 9-ти поверхових житлових будинків. У табл. 8.1 порівняно витрати на влаштування фундаментів на забивних

призматичних палях і мілкого закладення на основі, яку підсилено утрамбуванням щебня крізь пробиті свердловини.

Таблиця 8.1 – Порівняння витрат на влаштування фундаментів на забивних призматичних палях і мілкого закладення на основі, яку підсилено утрамбуванням щебня крізь пробиті свердловини

Показник	Школа на 1728 учнів		Районне податкове управління		Дитячий садок	
	проект	фактично	проект	фактично	проект	фактично
Конструкція фундаменту, кошторис, тис. грн.	призм. палі 10380	стрічкові фонд. 5630	призм. палі 1360	стрічкові фонд. 680	призм. палі 5460	стрічкові фонд. 2910
Збір. з/б, м ³	609	-	79	-	234,0	-
бетон, м ³	120	431	20	62	58,0	217,0
сталь, т	38,3	16,3	6,3	2,7	17,0	8,3
щебінь, м ³	-	820	-	160	-	450
ум. паливо, т	121,0	84,3	27,6	16,4	63,8	44,4

8.3 Економія енергоресурсів при влаштуванні фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту

Ефективність будівництва вимірюється співставленням, отриманого в процесі виробництва, результату й витрат на його досягнення. Головними джерелами підвищення ефективності поряд зі зростанням продуктивності праці, зниження матеріаломісткості продукції є економна витрата енергетичних ресурсів у будівництві. Заощадження паливно-енергетичних ресурсів повинно передбачатися на усіх етапах проектування та виготовлення фундаментів.

Відомо, що витрати енергетичних ресурсів на будівельні матеріали складають 80 – 90% сумарних витрат у будівництві. З них на частку бетону та залізобетону приходиться 40 – 50%. У бетоні найбільш енергоємним є цемент. Тому від економного його витрачання багато чого залежать енерговитрати на виробництво бетонних і залізобетонних конструкцій. Енерговитрати при будівництві основ і фундаментів зі збірного та монолітного бетону і залізобетону залежать від типу обраного цементу, його витрат, рухливості суміші, способу виготовлення, умов формування та режиму тепловологісної обробки виробів, а також арматури, підготовчих робіт тощо.

Енергетичні витрати на одиницю виміру конструкцій й матеріалів, які використовуються у фундаментобудуванні, можуть бути виражені питомою енергомісткістю, що враховує повні витрати усіх видів енергії на виготовлення, транспортування та влаштування фундаментів, а також і інші роботи, включаючи енерговитрати на догляд за бетоном у зимовий

час. Для житлових і громадських будівель на бетонні та залізобетонні конструкції і розчин витрачається 75 – 80% сумарних витрат енергоресурсів, на доставку виробів, бетону та розчину – 10%, на будівельно-монтажні роботи – 7 – 9%.

У табл. 8.2 наведено питомі витрати енергетичних ресурсів, необхідних для виготовлення монолітного та збірного бетону.

Таблиця 8.2 – Питомі витрати енергетичних ресурсів на матеріали та заводські витрати для виготовлення 1 м³ важкого бетону монолітних і збірних конструкцій з використанням портландцементу М500 з мінеральними добавленнями

Клас бетону	Витрати енергоресурсів, умовне паливо, кг, на						Сумарні витрати енергоресурсів	
	Цемент	Наповнювачі і вода		Виготовлення та теплообробка		Інші заводські		
	Збірн. і монол.	моноліт	збірний	моноліт	збірний	збірний	моноліт	збірний
В-7,5	67	4	5,3	28	52	18,5	89	132,8
В-15	70	4	5,3	28	52	18,5	102	145,8
В-22,5	85	5	5,3	28	44	18,5	118	152,8
В-30	110	5	6,97	28	44	18,5	143	179,5
В-40	142	5	6,97	28	44	18,5	175	211,5
В-45	170		6,97		44	18,5		239,5

Для збірного залізобетону при підрахунках питомих витрат енергетичних ресурсів слід враховувати витрати енергоресурсів на 1 кг арматури й закладних виробів, які складають 1,04 кг умовного палива. З табл. 8.1 видно, що енергоємність збірного залізобетону вище монолітного у 1,4 – 1,5 разів.

Улаштування фундаментів з монолітного бетону характерно різноманіттям за температурно-вологими умовами виробництва: без обігріву та з обігрівом, у зимових умовах, в умовах сухого та жаркого клімату, з підвищенням витрат цементу тощо. При бетонних роботах у зимових умовах необхідні додаткові енергомісткі операції, як-то: підігрів замерзлих наповнювачів і води при виготовленні бетонної суміші; тепла обробка укладеного бетону до набуття їм проектної міцності. При цьому визначення енергопотребі кожного способу лише за витратами енергоресурсів на будівельному майданчику буде не повним. До матеріалів, які використовуються при зимовому бетонуванні, відносять: добавки, які підвищують морозостійкість бетону; сталь для електродів прогрівання, включно конструкції підтримування; теплоізоляційні матеріали та ін. У табл. 8.3 наведено дані про енерговитрати на додаткові матеріали, а також сумарні витрати енергоресурсів на 1 м³ монолітного бетону.

Таблиця 8.3 – Енерговитрати на додаткові матеріали та їх вплив на енергомісткість монолітного бетону при зимовому бетонуванні

№ № п/п	Способи зимового бетонування	Витрати енергоресурсів, кг умовного палива на 1 м ³ бетону		
		на будівництво	на виробництво додаткових матеріалів	сумарні
1	Використання протиморозних добавок	1,9	23	24,9
2	Термосний спосіб збереження тепла бетону	4,0	9	13
3	Попереднє нагрівання бетонної суміші	14,3	9	23,3
4	Електропрогрівання бетону	19,9	15,5	35,4
5	Обігрівання бетону в теплій опалубці	19,9	9,4	29
6	Індукційне нагрівання бетону	23,8	9	32,9
7	Інфрачервоне нагрівання бетону	31,4	9	40,4

Відповідно даних табл. 8.3 за сумарними витратами енергоресурсів оптимальним при зимовому бетонуванні є термосний спосіб.

У табл. 8.1 не враховано енергоресурси на доставлення і монтаж (занурення) збірних бетонних і залізобетонних виробів при влаштування фундаментів. Для прикладу в табл. 8.4 наведено розрахунок енерговитрат на доставлення та занурення 1 м³ залізобетонних палів. Як показав багаторічний досвід, монолітні фундаменти за основними техніко-економічними показниками, як правило, переважають збірні. Збірні фундаменти можуть зрівнятися з монолітними за приведеними витратами лише тоді, коли їх собівартість зменшиться удвічі. Але таке зниження собівартості збірних фундаментів поки нездійснено. Відповідно, подальшим направленням шляхів технічного прогресу в будівництві є вдосконалення технологій влаштування монолітних фундаментів. Тому доцільне використання фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту.

Енерговитрати на влаштування фундаментів у пробитих свердловинах слід визначати з урахуванням даних, які наведені у табл. 8.2 і 8.3.

Таблиця 8.4 – Витрати енергоресурсів на доставлення і занурення 1 м³ залізобетонних палів

№№ п/п	Назви будівельних процесів	Витрати енергоресурсів на виконання вказаних процесів для палів			
		призматичні	пірамідальні	призматичні	пірамідальні
		у МДж		у кг умовного палива	
1	Завантаження палів краном на заводі	30,6	27,5	1,0	0,9
2	Транспортування палів на відстань 15 км	131,3	93,7	4,5	3,1
3	Розвантаження палів краном на будівництві	30,6	27,5	1,0	0,9
4	Занурення палів у ґрунт дизель-молотом	144,4	166	4,9	5,4

У табл. 8.5 наведені питомі витрати на улаштування одного фундаменту в пробитій свердловині з розширенням з втрамбованого щебня.

Таблиця 8.5 – Питомі витрати енергоресурсів на улаштування фундаментів в пробитій свердловині з розширенням з втрамбованого щебня

№№ п/п	Назви будівельних процесів	Витрати енергоресурсів на виконання будівельних процесів	
		у МДж	у кг умовного палива
1	Транспортування арматури на відстань 15 км	1,0	0,03
2	Транспортування 2 м ³ щебня на відстань 15 км	210,0	7,1
3	Транспортування 1 м ³ бетону на відстань 15 км	265,6	9,1
4	Улаштування пробитої свердловини з розширенням	363,6	12,4
5	Укладання бетону та щебня в свердловину	78,8	2,7
	Разом	919	31,3

Витрати матеріалів на один фундамент складає 1 м³ бетону В15, 2 м³ щебня, 10 кг арматури. Середнє значення енергетичних витрат на виробництво 1 м³ щебня прийнято 3 кг умовного палива [79].

8.4 Результати спостережень за осіданнями будівель на фундаментах, які споруджуються без виймання ґрунту, та зіставлення їх з розрахунковими значенням

Для розширення нормативної бази проектування фундаментів (паль), які споруджуються без виймання ґрунту, й підвищення її достовірності потребує подальшого удосконалення методика визначення осідань об'єктів на них, зокрема, у складі стрічкових ростверків, яка б урахувувала взаємодію зон впливу сусідніх фундаментів (паль). Тому авторами було виконані й проаналізовані багаторічні (переважно 30 – 35 років) спостереження за осіданнями будівель і споруд на таких фундаментах [36, 76, 79, 134, 158, 280].

Так для оцінювання достовірності визначення осідань будівель на набивних палях у пробитих свердловинах (НППС) на понад 40 об'єктах (дев'яти-, десяти- та п'ятиповерхові цегляні, блочні й панельні житлові будинки) у Полтавській, Сумській і Черкаській областях виконувалось геометричне нівелювання II класу точності осадкових марок, які влаштовувались за периметром несучих стін, у т. ч. внутрішніх, після зведення цоколів. Подвійний замкнений нівелірний хід прив'язано до ґрунтового реперу. На кожному об'єкті звичайно встановлювалось не менше 12 марок при відстані між сусідніми до 15 м. Ці спостереження велись як під час монтажу (з періодичністю через 1 поверх), так і після заселення будівель (не рідше, ніж через півроку) до стабілізації їх осідань. Загальна методика таких спостережень розроблена професорами А.О. Бартоломеєм, П.І. Брайтом, В.М. Голубковим, С.М. Клепиковим, П.О. Коноваловим, С.М. Сотниковим, В.Б. Швецем та ін. [11, 51, 98, 116, 171, 207].

Проаналізуємо найбільш повні дані багаторічних (до 35 років) спостережень за осіданнями будівель на НППС. Традиційно НППС застосовують у суглинках і супісках із щільністю сухого ґрунту $\rho_d \leq 1.6 \text{ т/м}^3$ і $S_r < 0.8$. Та через підтоплення території в умовах міської забудови спостерігається замокання й деградація лесів. Тому для удосконалення методики проектування НППС у таких умовах інтерес являє порівняння розрахованих S і вимірних стабілізованих S_∞ осідань будівель на НППС у водонасичених лесових ґрунтах.

Несучий шар НППС – лесовані суглинки з $S_r \geq 0.8$ і модулем деформації $E = 4 - 7 \text{ МПа}$, який визначався за даними компресійних випробувань ґрунту. Для цих умов найбільш повна інформація з геометричного нівелювання II класу точності стінових марок отримана для семи будинків: 5 – дев'ятиповерхових, для двох з яких вимірювались осідання фундаментів як зовнішніх, так і внутрішніх стін, і 2 – п'ятиповерхових, – спостереження за якими розпочато ще в 1984 – 1994 рр., й осідання яких вже стабілізувались. Діаметр стовбурів НППС – $b_p = 0.5 \text{ м}$, глибина свердловин – $h_k = 1.5 - 5 \text{ м}$, об'єм щебню, втрамбованого в розширення $V_{cr} = 1.5 - 2 \text{ м}^3$ (на одному об'єкті $V_{cr} = 0.75 \text{ м}^3$). Розміщення НППС у складі стрічкових ростверків – однорядне, дворядне та у шаховому порядку.

Розрахунок кінцевих осідань НППС будівель виконано за методиками:

а) додатку 4 СНиП 2.02.03-85 – як для одиночних паль з розширеннями;
 б) за експрес-методом І.О. Розенфельда – як для стрічкових (адже, як показало моделювання та натурні дослідження, зони ущільнення сусідніх НППС перетинаються), шириною b_y , що дорівнює діаметру розширення d_{br} при однорядному розташуванні НППС, а глибиною, що відповідає його низу. При дворядному та у шаховому порядку розташуванні НППС ширину умовного фундаменту приймають як

$$b_y = \ell_n + d_{br}, \quad (8.9)$$

де ℓ_n – відстань між осями рядів НППС; d_{br} – діаметр поперечного перерізу розширення НППС;

в) за методом пошарового підсумовування [65] як для стрічкових з тими ж розмірами, що й у попередній методиці.

Модуль деформації ґрунту в межах зони достатнього ущільнення h_s приймався як $3E$ (де E – значення модуля деформації для природного ґрунту).

Для оцінювання надійності визначення осідань будівель на НППС за С.М. Сотниковим [171] знаходили коефіцієнт достовірності розрахунку

$$k = S_\infty / S. \quad (8.10)$$

На рис. 8.14 точками показано зіставлення значень розрахованих S за вищезгаданими методиками та вимірних стабілізованих S_∞ осідань

будівель на НППС у водонасичених лесових ґрунтах. З нього досить наочно видно, що:

– осідання, розраховані як для одиночних паль з розширеннями, завжди менші за виміряні при дуже широкому розкиді значень коефіцієнту достовірності $k = 1.03 - 2.78$. При цьому відносна похибка визначення осідань не перевищує 10% (і 20% теж) лише у 2 випадках з 9 (див. рис. 8.14, а);

– осідання, розраховані за експрес-методом – як для стрічкових фундаментів, виявились теж меншими за виміряні при дещо меншому розкиді значень коефіцієнту $k = 1.02 - 2.00$. При цьому відносна похибка визначення осідань не перевищує 10% у 3 випадках з 9, а 20% – ще в 1 (див. рис. 8.14, б);

– осідання, розраховані за методом пошарового підсумовування – як для стрічкових фундаментів, найбільш наближені до виміряних при досить вузькому розкиді значень коефіцієнту $k = 0.91 - 1.19$. При цьому відносна похибка визначення осідань не перевищує 10% у 3 випадках з 9, а 20% – ще в 6 (див. рис. 8.14, в), тобто всі розраховані осідання попали в інтервал $\delta = \pm 20\%$.

Аналогічні дослідження виконані й для будівель на НППС, несучий шар яких складала супіски, суглинки і глини з $S_r < 0.8$ та $E = 8 - 30$ МПа. Найбільш повна інформація отримана для 21 будинку: 19 – дев'яти- та десятиповерхових і 2 – п'ятиповерхових, – спостереження за якими розпочато в 1984 – 1994 рр.

Їх параметри: $b_p = 0.5$ м, $h_k = 2 - 7$ м, $V_{cr} = 1.5 - 2$ м³. Розміщення НППС у складі стрічкових фундаментів – однорядне, дворядне й у шаховому порядку. На рис. 8.15 зіставлені величини розрахованих S і виміряних стабілізованих S_∞ осідань будівель на НППС за цих умов. У щільних супісках з $E = 25 - 30$ МПа (3 об'єкти) розраховані осідання завжди менші за їх виміряні значення, зокрема за методом пошарового підсумовування до двох разів при $k = 1.14 - 1.96$. А для основ, складених суглинками і глинами з $E = 8 - 23$ МПа (18 об'єктів), маємо:

– осідання, розраховані як для одиночних паль з розширеннями, майже завжди менші за виміряні при $k = 0.86 - 2.74$. Відносна похибка визначення осідань не перевищує 10% лише у 2 випадках з 18, а 20% – ще в 1 (рис. 8.15, а);

– осідання, розраховані за експрес-методом – як для стрічкових фундаментів, мають $k = 0.80 - 2.03$. При цьому відносна похибка визначення осідань не перевищує 10% у 4 випадках з 18, а 20% – ще в 4 (рис. 8.15, б), тобто в інтервал $\delta = \pm 20\%$ лише попало 44% об'єктів з вибірки;

– осідання, розраховані за методом пошарового підсумовування – як для стрічкових фундаментів, найбільш наближені до виміряних при меншому розкиді величин коефіцієнту $k = 0.65 - 1.57$. При цьому відносна похибка визначення осідань не перевищує 10% у 6 випадках з 18, а 20% – ще у 8 (див. рис. 8.15, в), тобто в інтервал $\delta = \pm 20\%$ попало 78% об'єктів з вибірки.

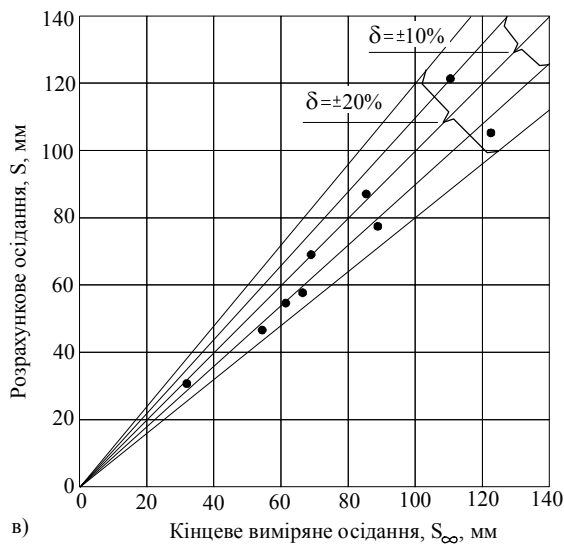
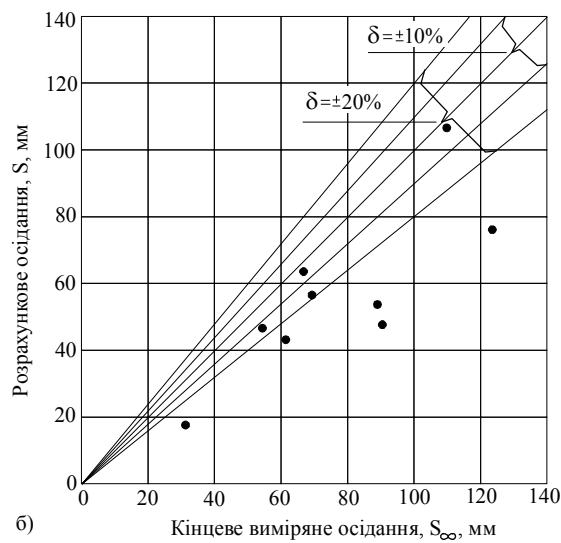
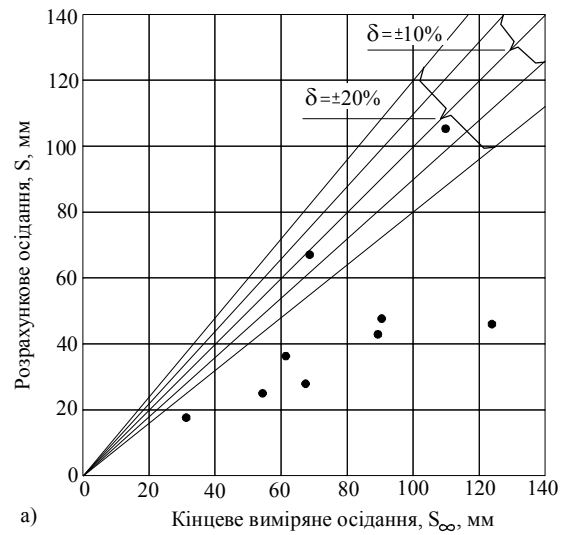


Рис. 8.14 – Результати зіставлення значень розрахованих S і вимірних стабілізованих S_{∞} осідань будівель на НППС за умов водонасичених лесових ґрунтів ($S_r \geq 0.8$, $E = 4-7$ МПа): а) як для одиночних паль з розширеннями; б) як для стрічкових фундаментів за експрес-методом; в) як для стрічкових фундаментів за методом пошарового підсумовування

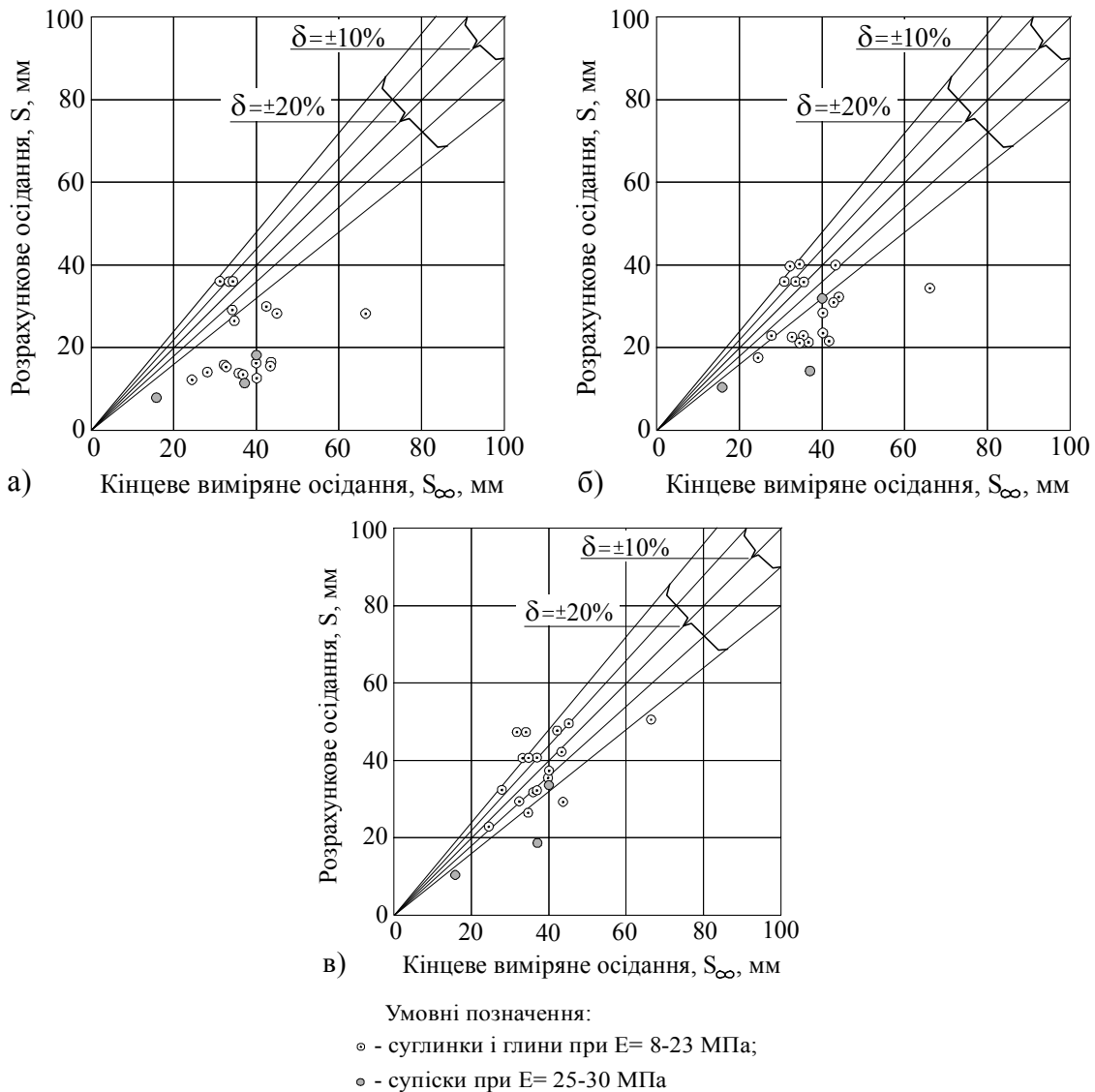


Рис. 8.15 – Результати зіставлення розрахованих S і вимірених стабілізованих S_{∞} осідань будівель на НППС у глинистих ґрунтах з $S_r < 0.8$ і $E = 8-28$ МПа: а) як для одиночних паль з розширеннями; б) як для стрічкових фундаментів за експрес-методом; в) як для стрічкових фундаментів за методом пошарового підсумовування

Наведемо також деякі особливості розвитку осідань будинків на НППС:

– швидкість розвитку осідань НППС залежить від швидкості завантаження, що апроксимується степеневою функцією, але стабілізовані осідання будівель чи їх відсіків за однакових ґрунтових умов виявились близькими між собою;

– за 3 – 4 роки «консервації» об’єктів, у т. ч. вже після закінчення монтажних робіт, швидкість розвитку їх осідань суттєво знижувалась (іноді до 1 – 2 мм/рік), але з відновленням робіт (заселенням будинків) розвиток осідань поновлювався;

– значення осідань НППС під внутрішні стіни дев’ятиповерхових будівель перевищують їх осідання під зовнішні до 20 – 25%, хоча за проектом навантаження на окремі НППС близькі. Нерівномірність осідань виникає при монтажі четвертого-восьмого поверхів і зберігається при

дальшому будівництві й експлуатації будинків;

- зафіксовані додаткові осідання (до 10 %) існуючих НППС через прибудову до них нових аналогічних відсіків;

- ростверк вступає в роботу по сприйняттю навантаження при осіданнях 7 – 8 мм, а наявність попередньо ущільненої під ним основи суттєво підвищує відсоток несучої здатності ростверку в загальній несучій здатності фундаменту;

- час стабілізації осідань будівель з НППС у лесових водонасичених ґрунтах ($S_r \geq 0.8$) у 3 – 4 рази більше, ніж при $S_r \leq 0.7$, для яких цей час 2 – 3 роки після заселення будинку. Зафіксовано випадок стабілізації осідань дев'ятиповерхової будівлі на НППС у водонасичених лесових ґрунтах за 13 років;

- у цілому деформації будівель на НППС не перевищили їх граничні згідно [65] значення, в т. ч. значення прогинів виявились у 2 – 6 разів, а кренів у 10 і більше разів менші від граничних за ним же деформацій основ;

- за умов штучного замочування лесової основи середнє осідання будівель на НППС досягло в 2 рази більших значень, ніж для основи в природному стані (і час практичної стабілізації осідань будівель на зволоженій основі теж приблизно у 2 рази довший). Максимальні значення кренів і прогинів будівель на замоченій основі також майже у 2 рази більші, ніж для аналогічних будівель на ґрунтах природної вологості. При цьому, однак, значення кінцевих осідань, кренів і прогинів будівель на штучно замоченій основі менші від граничних [65]; тріщин та інших видимих деформацій у будинках при обстеженні не виявлено.

Таким чином, порівняння значень розрахованих і вимірених стабілізованих осідань житлових будівель на НППС, об'єднаних стрічковими ростверками, показало [158], що найбільш достовірною методикою визначення їх осідань є метод пошарового підсумовування як для стрічкового фундаменту. За ширину фундаменту слід приймати діаметр розширення паль при їх однорядному розташуванні (глибина відповідає його низу). При дворядному й шаховому порядку розташуванні паль ширину умовного фундаменту слід приймати як суму відстані між осями рядів паль і діаметра розширення.

Розміри ущільненої зони та значення модуля деформації в ній раціонально визначати шляхом моделювання з використанням програмного модуля “PRIZ-Pile”. За умов водонасичених лесових ґрунтів їх модуль деформації слід визначати за даними компресійних випробувань ґрунту.

Проведено також моделювання за плоскою (2D) та просторовою (3D) версією MCE програмного комплексу Plaxis Foundation [261, 262] системи «стрічковий ростверк – НППС – водонасичена лесована основа» одного з об'єктів [195].

Розрахункова схема 2D-моделювання подана на рис. 8.16.

Розрахункова схема 3D моделювання розміщена на рис. 8.17.

За результатами моделювання побудовано графіки залежності «навантаження – осідання» 2D, 3D-моделювання та за геодезичними спостереженнями (рис. 8.18).

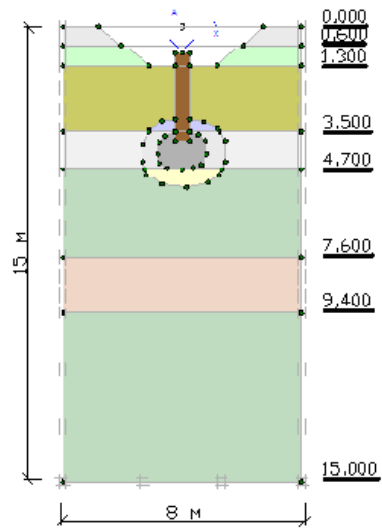


Рис. 8.16 – Розрахункова схема 2D моделювання прикладання погонного навантаження до стрічкового ростверку, що об'єднує палі

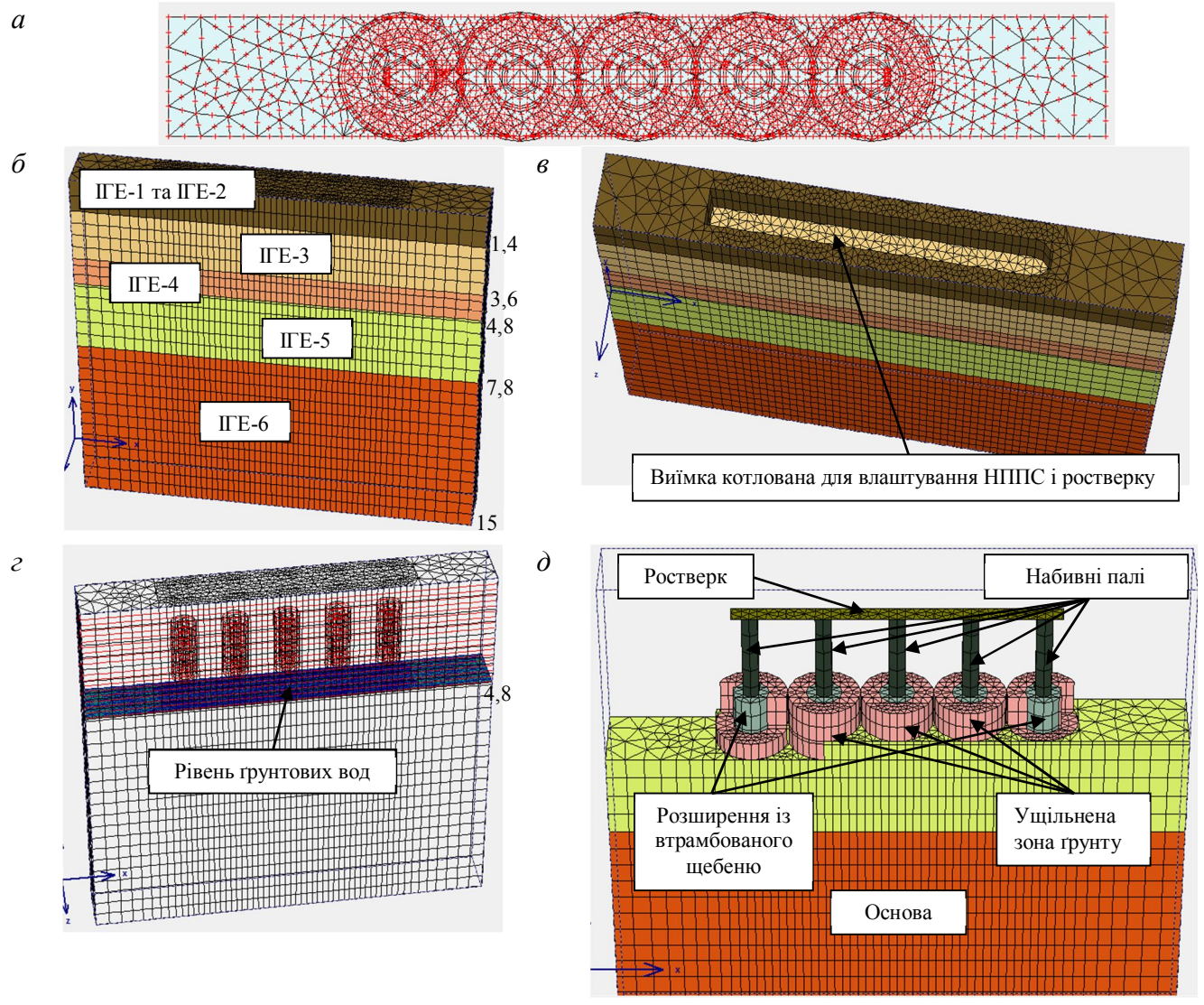


Рис. 8.17 – 3D модель системи «стрічковий ростверк – НППС – водонасичена лесована основа»: а – 2D 3D сітка; б – 3D 3D сітка; в – на стадії виймання ґрунту; г – рівень ґрунтових вод; д – влаштування НППС і ростверку; ІГЕ-1...ІГЕ-6 – інженерно-геологічні елементи основи

В результаті оцінювання 2D і 3D моделювання МСЕ з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту та кроково-ітераційних процедур взаємодії замкнених лесових ґрунтів з НППС у складі стрічкових ростверків відносна похибка не перевищила 15% порівняно з даними спостережень за натурними об'єктами.

Для обох задач доведено коректну можливість урахування неоднорідності ґрунту «зони впливу» палі.

Як змодельовані, так і дослідні графіки «навантаження – осідання» мають криволінійний характер, тобто з досягненням другої критичної сили на систему ґрунт навколо палі, їх розширень і під ростверком працює в пластичній стадії.

При моделюванні слід приймати величини модуля деформації за компресійними випробуваннями замкнених лесових ґрунтів без підвищуючих коефіцієнтів.

8.5. Висновки до розділу VIII

1. Для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах, створено, випробувано та впроваджено у виробництво принципово нову установку на базі самохідних шасі автомобіля КраЗ, тракторів Т-150К і СЕВМ-7, яка володіє високою мобільністю за рахунок можливості її переміщення на об'єкти без демонтажу навісного обладнання, що було досягнуто використанням прямої циліндричної трамбівки, що складається на період транспортування.

2. Вдосконалено відоме навісне обладнання на базі екскаватора-драглайна за рахунок використання нових конструкцій дозувального бункера та противипорного кільця. Ці нововведення дозволили підвищити якість процесу втрамбування жорсткого матеріалу в розширення фундаменту, а також збільшити продуктивність робіт.

3. На базі досліджень «зони впливу» пірамідальних палі розроблено нову конструкцію фундаменту, що включає жорстку коротку циліндричну оболонку в ґрунті, по центру якої занурено пірамідальну палю так, щоб діаметр її «зони впливу» був більшим діаметру оболонки. Ця умова забезпечує сумісну роботу пірамідальної палі, оболонки та ґрунту, що міститься у ній.

4. Для різних умов будівництва розроблено група нових фундаментів у пробитих свердловинах, які виготовляються з місцевих матеріалів.

5. Для зведення будівель і споруд у складних інженерно-геологічних умовах, зокрема при наявності слабкого підстильного шару основи, розроблено та впроваджено у виробництво нову ресурсозберігаючу технологію підсилення слабкого підстильного шару шляхом втрамбування жорсткого матеріалу крізь пробиті свердловини. Внаслідок слабкий ґрунт витісняється за межі впливу фундаменту і замінюється жорстким матеріалом.

6. Порівняння розрахованих і вимірних осідань будівель на палях у пробитих свердловинах показало, що при перетинанні їх зон ущільнення, найбільш достовірно визначати осідання способом пошарового підсумовування як для стрічкових фундаментів шириною, що дорівнює діаметру розширення, а глибиною, яка відповідає його низу. Розміри ущільненої зони й значення модуля деформації в ній можливо визначати моделюванням з використанням програмного модуля “PRIZ-Pile”. Несучий шар основи під цим фундаментом складено з верхньої зони, достатнього ущільнення, і нижньої, природного ґрунту. Модуль деформації в зоні ущільнення коректно приймати як три його величини природного ґрунту. Модуль деформації замочлих лесових ґрунтів визначають за компресійними випробуваннями без підвищуючих коефіцієнтів.

7. В результаті оцінювання 2D і 3D моделювання МСЕ з використанням пружно-пластичної моделі ґрунту та кроково-ітераційних процедур взаємодії замочлих лесових ґрунтів з НППС у складі стрічкових ростверків відносна похибка не перевищила 15% порівняно з даними спостережень за натурними об’єктами. Доведено коректну можливість урахування неоднорідності ґрунту «зони впливу» паль. Як змодельовані, так і дослідні графіки «навантаження – осідання» мають чітко виражений криволінійний характер, тобто з досягненням другої критичної сили на систему ґрунт навколо паль, розширень і ростверку працює в пластичній стадії. При моделюванні слід приймати модуль деформації за компресійними випробуваннями ґрунтів без підвищуючих коефіцієнтів.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

У монографії викладені результати експериментальних і теоретичних досліджень, які присвячені розробці методів проектування та будівництва фундаментів і штучних основ, що споруджуються без виймання ґрунту. Основні наукові та практичні результати дослідження викладені у наступних висновках.

1. Розроблено класифікацію фундаментів і штучних основ, що споруджують без виймання ґрунту. В її основу покладені принципи їх влаштування, які визначають конструкцію і особливості взаємодії з основою таких фундаментів.

2. Фундаменти, що розглядаються, мають загальну ознаку – формування в основі при їх влаштуванні розвинутої «зони впливу», у межах якої властивості ґрунту різняться з ґрунтами природного складу. Визначена багат шарова будова «зони впливу», її основною частиною є зона ущільнення ґрунту.

3. Для визначення складових «зони впливу» розроблено групу методів польових досліджень ґрунтів на базі пенетраційних і зондувальних випробувань розширеним конічним наконечником з циліндричними ступенями. За допомогою їх безпосередньо на будівельних майданчиках визначають властивості зони ущільнення ґрунту та її фізико-механічні властивості. Дослідження проводять без улаштування шурфів у будь-яких ґрунтах і нижче рівня ґрунтових вод.

4. Експериментальними й теоретичними дослідженнями встановлено, що, що фізико-механічні властивості основи фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту, можна узагальнити за допомогою рівнянь взаємозв'язку між фізичними та механічними властивостями ґрунтів. Для одного різновиду ґрунту зміну характеристик у зоні ущільнення і за її межами можливо описати одним рівнянням взаємозв'язку.

5. Дослідно доведено й обґрунтовано теоретично явище «відпочинку» фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту. За своєю природою воно є синтезом тиксотропного та гравітаційного знеміцнення – зміцнення глинистих ґрунтів. Важливі чинники явища – розміри «зони впливу», склад і властивості ґрунтів, характер і тривалість дії динамічних впливів. Встановлені аналітичні залежності між параметрами цього процесу і чинниками, які на нього впливають. Запропоновано спосіб урахування явища «відпочинку» при визначенні несучої здатності фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту.

6. Експериментально встановлено вплив зволоження, проморожування-розморожування, агресивної дії кислотних і лугових розчинів на властивості ґрунту. «зони впливу». Для лесових ґрунтів негативний вплив цих явищ знижується при щільності скелету ґрунту $\rho_d \geq 1,55 \text{ г/см}^3$. На підставі цих досліджень визначені рекомендації з обмеження

робочої частини «зони впливу».

7. Розроблено і впроваджено у практику проектування методику складання вихідних даних для рішення пружно-пластичної задачі при оцінювання НДС фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту, МСЕ. Спосіб відрізняється від відомих тим, що можна урахувати форму та розміри «зони впливу», а також зміну фізико-механічних властивостей у її межах. Характеристики ґрунту встановлюють у кожному скінченному елементі за допомогою рівнянь взаємозв'язку між фізичними і механічними властивостями ґрунтів.

8. Для оцінювання НДС основ при утворенні фундаментів ущільнення та їх наступній роботі створено модуль “PRIZ-Pile”, у якому реалізоване рішення вісесиметричної задачі МСЕ кроково-ітераційними методами у фізично й геометрично нелінійній постановці з представленням ґрунту ізотропним чи ортотропним середовищем. Застосування восьмивузлових ізопараметричних вісесиметричних СЕ, що мають властивості значно змінюватися за формою й об'ємом, дає можливість використання як прямокутної, так і криволінійної сітки СЕ, а врахування цих змін – визначення переміщень, напружень і наведених властивостей ґрунту на кроках влаштування й навантаження фундаментів. Моделювання їх зведення полягає в завданні переміщень вузлів сітки СЕ з оцінкою НДС масиву. На етапі їх роботи враховують дальше ущільнення ґрунту, перехід його в пластичний стан, можливість проковзування бічної поверхні за ґрунтом. На збіжність числового та натурального експериментів з визначення розмірів зон деформації та ущільнення й наведених параметрів ґрунту в них суттєво впливають: 1) адекватність розрахункової схеми дійсній роботі ґрунту в масиві при влаштуванні фундаментів (величина витиснення ґрунту й умови, що обмежують бічне витиснення ґрунту); 2) параметр моделі, що описує зміни модуля деформації залежно від зміни пористості ґрунту та швидкості передачі на нього тиску. Природні характеристики ґрунту і геометричні розміри робочих органів чи фундаментів на точність моделювання істотно не впливають.

9. Запропоновано й апробовано метод оцінювання несучої здатності фундаментів, які споруджують без за виймання ґрунту, за даними статичного зондування розширеним конічним наконечником з циліндричними ступенями. Встановлено, що перехідний коефіцієнт між основою фундаменту і зондуванням залежить від виду ґрунту, величини опору ґрунту конусу й об'єму «зони впливу».

10. Удосконалено методику визначення несучої здатності забивних призматичних паль тертя за показниками міцності ґрунтів навколопальної зони на базі теорії їх граничного стану і вимог норм проектування основ фундаментів за I групою граничних станів. Розроблено метод розрахунку пірамідальних паль на сумісну дію горизонтальної та осьової вертикальної навантажень, який ґрунтується на тому, що паля – абсолютно жорстке тіло,

а горизонтальний тиск ґрунту пропорційний коефіцієнту постелі й горизонтальному переміщенню палі.

11. Порівняння розрахованих і виміряних осідань будівель на палях у пробитих свердловинах показало, що при перетинанні їх зон ущільнення, найбільш достовірно визначати осідання способом пошарового підсумовування як для стрічкових фундаментів шириною, що дорівнює діаметру розширення, а глибиною, яка відповідає його низу. Несучий шар основи під цим фундаментом складено з верхньої зони, достатнього ущільнення, і нижньої, природного ґрунту. Модуль деформації в зоні ущільнення коректно приймати як три його величини природного ґрунту. Модуль деформації замочлих лесових ґрунтів визначають за компресійними випробуваннями без підвищуючих коефіцієнтів.

12. Розроблені, запатентовані та впроваджені в будівництво нові ефективні види обладнання та технологій для зведення фундаментів і штучних основ, які споруджують без за виймання ґрунту, а також конструкцій цих фундаментів.

ЛИТЕРАТУРА

1. Авазов Р.Р. Несущая способность фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширением в виде эллипсоида вращения / Р.Р. Авазов. – Геотехника Поволжья-3. – Сб. тез. докл. научн-практ. конф. по инженерной геологии, механике грунтов и фундаментостроению. – Казань, 1986. – С. 78 – 82.

2. Агишев А.И. Зависимость между пористостью и модулем деформации, установленная полевыми исследованиями глинистых грунтов / А.И. Агишев. – Основания и фундаменты. – №20. – С. 3 – 6.

3. Ананьев И.В. Уплотнение лессовых грунтов / И.В. Ананьев, Н.В. Воляник. – Ростов н/Д: Изд-во Ростовского ун-та, 1989. – 128 с.

4. Антонюк В.Г. Определение технологических возможностей новой конструкции трамбуемого оборудования для устройства свайных фундаментов / В.Г. Антонюк, Л.С. Заславский. – Проблемы свайного фундаментостроения. – Пермь: ППИ, 1992. – 19 с.

5. Баженов В.А. Полуаналитический метод конечных элементов в механике деформируемых тел / В.А. Баженов, А.И. Гуляр, А.С. Сахаров, А.Г. Топор. – К.: НИИ строительной механики, 1993. – 376 с.

6. Бекбасаров И.И. Об оптимальных величинах угла заострения нижней части фундаментов в вытрамбованных котлованах / И.И. Бекбасаров. – Эффективность проектных решений фундаментов: Межвузовский сб. науч. тр. – 1992. – С. 77 – 82.

7. Бакушев С.В. Теория деформационного и прочностного расчета массивных тел с учетом геометрической и физической нелинейности: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.17/ С.В. Бакушев – Саратов: СГТУ, 2001. – 30 с.

8. Балюра М.В. Исследование полей плотности в песчаных и глинистых грунтах / М.В. Балюра, М.Н. Окулова // Основания и фундаменты: Межвуз. сб. – Новочеркасск: НПИ, 1976. – С. 22 – 30.

9. Бартоломей А.А. Напряженно-деформированное состояние оснований фундаментов из пирамидальных свай / А.А. Бартоломей, А.В. Пилягин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1988. – №3. – С. 28 – 30.

10. Бартоломей А.А. Прикладная теория проникания сваи в грунт при многократном ударе / А.А. Бартоломей, В.Н. Аптуков, С.В. Ирундин и др. // Тр. VI междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Т. I. – М.: РНКМГФ, 1998. – С. 11 – 21.

11. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.

12. Бахолдин Б.В. Определение модуля деформации грунтов по данным компрессионных испытаний для расчета осадок свайных

фундаментов / Б.В. Бахолдин, Л.П. Чашихина // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №1. – С. 8 – 11.

13. Бахолдин Б.В. Экспериментальные и теоретические исследования процесса взаимодействия грунта с забивными сваями и создание на их основе практических методов расчета свай: автореф. дис. д-ра техн. наук: 05.23.02 / Б.В. Бахолдин. – М.: ВНИИОСП, 1987. – 48 с.

14. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений / В.Г. Березанцев – Л.: Стройиздат. Ленинградское отд-ние. – 1970. – 270 с.

15. Бойко І.П. Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах / І.П. Бойко, В.С. Носенко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). – Вип. 4(34). – Т.1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С.54 – 60.

16. Бойко І.П. Моделювання нелінійного деформування ґрунтів основи з урахуванням структурної міцності в умовах прибудови / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 61., Т. 1. – К.: НДІБК, 2004. – С. 27 – 32.

17. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: Автореф. дис. ...д-ра техн. наук: 05.23.02/ И.П. Бойко. – М.: ВНИИОСП, 1989. – 45 с.

18. Бойко И.П. Численное моделирование быстропротекающих процессов при проектировании оснований и фундаментов / И.П. Бойко, А.Е. Дельник, А.А. Зверев // Основания и фундаменты: Респ. межвед. науч.-техн. сб. – Вып. 22. – К.: Будівельник, 1989. – С. 10 – 14.

19. Болдырев Г.Г. Анализ устойчивости оснований с использованием численных методов / Г.Г. Болдырев, А.Ю. Муйземнек, И.М. Малышев // Проблемы механики грунтов и фундаментостроения в сложных грунтовых условиях. – Уфа: «БашНИИстрой», Т. 3. – 2006. – С. 133 – 138.

20. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов: монография / Г.Г. Болдырев. – Пенза: ПГУАС, 2008. – 696 с.

21. Борисов В.П. Расчет фундаментов в вытрамбованных котлованах с уширенным основанием на вертикальные нагрузки / В.П. Борисов, Р.Р. Авазов. – Геотехника Поволжья-2: Сборник тезисов докл. научн-практ. конф. по инженерной геологии, механике грунтов и фундаментостроению. – Куйбышев, 1983. – С. 9 – 14.

22. Бугров А.К. Анизотропные грунты и основания сооружений / А.К. Бугров, А.И. Голубев. – СПб.: Недра, 1993. – 245 с.

23. Буканц И.З. Напряженное состояние в грунте при компрессионном сжатии / И.З. Буканц // Вопросы инженерной геологии, оснований и фундаментов: Тр. НИИЖТ, Вып. 90. – Новосибирск, 1969. – С. 250 – 258.

24. Винников Ю.Л. Визначення розрахункового опору ґрунтів за бічною поверхнею паль постійного поперечного перерізу / Ю.Л. Винников, А.В. Яковлев, В.С. Яковлев // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. Вип. 18. – Рівне: НУВГП, 2009. – С. 554 – 560.

25. Винников Ю.Л. До інтерпретації результатів різношвидкісних компресійних випробувань глинистих ґрунтів при підвищеному тискові / Ю.Л. Винников, О.М. Харчук // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 2. – ПолтДТУ, 1998. – С. 61 – 69.

26. Винников Ю.Л. До математичного моделювання взаємодії з ґрунтом клиноподібних пальових анкерів з виступами / Ю.Л. Винников, С.В. Хазін // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Зб. наук. пр. – Вип. 8. – Рівне: РДТУ, 2002. – С. 72 – 79.

27. Винников Ю.Л. До методики математичного моделювання роботи фундаментів ущільнення з урахуванням умов їх улаштування / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 4. – ПолтДТУ, 1999. – С. 103 – 112.

28. Винников Ю.Л. До моделювання стану основ при витрамбовуванні котлованів / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 26 – 34.

29. Винников Ю.Л. До оцінки напружено-деформованого стану основ фундаментів у пробитих свердловинах методом математичного моделювання / Ю.Л. Винников // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Зб. наук. праць. – Вип. 9. – Рівне: РДТУ, 2003. – С. 394 – 398.

30. Винников Ю.Л. До числових досліджень напружено-деформованого стану основ, що ущільнюються з можливістю витиснення ґрунту за різними напрямками / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – Вип. 10. – С. 15 – 19.

31. Винников Ю.Л. Исследования анизотропии лессовидных грунтов вокруг фундаментов в пробитых скважинах / Ю.Л. Винников // Изв. вузов. Строительство, 1999. – №4. – С. 123 – 128.

32. Винников Ю.Л. Математическое моделирование уплотнения грунта вокруг пирамидальных свай / Ю.Л. Винников // Расчет и проектирование оснований и фундаментов в сложных инженерно-геологических условиях // Межвуз. сб. науч. тр. – Воронеж: ВГАСА, 2002. – С. 31 – 35.

33. 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., вид. друге, переробл. і доповн.

34. Винников Ю.Л. Математичне моделювання напружено-деформованого стану основ із слабким проміжним станом, що посилюється втрамбовуванням жорсткого матеріалу / Ю.Л. Винников // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 57. – К.: НДІБК, 2002. – С. 260 – 266.

35. Винников Ю.Л. Моделювання деформованого стану ґрунту в

компресійному приладі з можливістю та без можливості його бічного розширення / Ю.Л. Винников, Н.А. Косточка // Вісник Сумського національного аграрного університету. Науковий журнал. – Серія «Будівництво». – Вип. 10 (18), 2014. – С. 152 – 157.

36. Винников Ю.Л. Моделювання процесів ущільнення ґрунту при вісесиметричному напружено-деформованому стані основ: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02/ Ю.Л. Винников. – К.: КНУБА, 2005. – 38 с.

37. Винников Ю.Л. Проблеми визначення модуля деформації замкнених лесоподібних ґрунтів / Ю.Л. Винников // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. Вип. 3 (28). – Полтава: ПНТУ, 2010. – С. 62 – 68.

38. Винников Ю.Л. Проектування ефективних фундаментів ущільнення з урахуванням часу їх «відпочинку» / Ю.Л. Винников // Вісник Рівненського державного технічного університету «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»: Зб. наук. праць. – Вип. 3. – Рівне: РДТУ, 1999. – С. 110 – 115.

39. Винников Ю.Л. Расчет оснований и фундаментов, возводимых с уплотнением грунта, методом конечных элементов в геометрически и физически и физически нелинейной постановке / Ю.Л. Винников // Вісник Одеського національного морського університету. – Вип. 10. – Одеса: ОНМУ, 2003 – С. 154 – 159.

40. Винников Ю.Л. Численное моделирование пробивки пневмопробойником скважин под микросваи / Ю.Л. Винников, А.Н. Харчук // Сб. науч. тр. / Донбас. горно-мет. ин-т. – Вып. 9. – Алчевск: ДГМИ, 1999. – С. 182 – 185.

41. Винников Ю.Л. Числове моделювання ущільнення ґрунту навколо паль постійного поперечного перерізу, влаштованих за різними технологіями / Ю.Л. Винников // Вісник Рівненського державного технічного університету «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди»: Зб. наук. праць. – Вип. 6. – Рівне: РДТУ, 2001. – С. 123 – 129.

42. Возведение фундаментов на просадочных грунтах Сибири методом вытрамбовывания: Сб. науч. тр. СибЗНИИЭП. – 1976. – №14. – Новосибирск, 1976. – 70 с.

43. Власов Ю.В. Удлиненные столбчатые фундаменты в вытрамбованных котлованах из сухих щебеночных смесей для сельскохозяйственного строительства в просадочных грунтах первого типа / Ю.В. Власов. – Геотехника Поволжья-2: Сборник тезисов докл. научн-практ. конф. по инженерной геологии, механике грунтов и фундаментостроению. – Куйбышев, 1983. – С. 14 – 16.

44. Габибов Ф.Г. Теория и практика улучшения свойств структурно-неустойчивых глинистых грунтов при решении геотехнических и инженерно-геоэкологических проблем / Ф.Г. Габибов. – Баку: Изд-во «Элм», 2014. – 422 с.

45. Гениев Г.А. Вопросы динамической прочности связных грунтов / Г.А. Гениев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1997. – №4. – С. 2 – 4.

46. 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.

47. Гергель О.М. Визначення несучої здатності фундаментів у пробитих свердловинах польовими методами // Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / О.М. Гергель. – К.: КДУБА, 1998. – 17 с.

48. Глаговский В.Б. Применение засасываемых свай при строительстве морских гидротехнических сооружений / В.Б. Глаговский, В.С. Прокопович и др. // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 2. – К.: НДІБК, 2000. – С. 56 – 61.

49. 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.

50. Голубев А.И. К вопросу выбора модели грунта для геотехнических расчетов / А.И. Голубев, А.В. Селецкий // Научно-практические и теоретические проблемы геотехники: Межвуз. тематич. сб. тр. – СПб.: СПбГАСУ, 2009. – Т. 2. – С. 6 – 10.

51. Голубков В.Н. Питання дослідження пильових фундаментів і проектування по деформаціях / В.Н. Голубков. – Одеса: ОДАБА, 2009. – 42 с.

52. Гольдин А.Л. Упругопластическое деформирование основания жестким штампом / А.Л. Гольдин, В.С. Прокопович, Д.Д. Сапегин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1983. – №5. – С. 25 – 26.

53. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1971 – 1979. – Т.І. – 1971. – 368 с.; Т.ІІ. – 1973. – 375 с., Т.ІІІ. – 1979. – 304 с.

54. Гончаров Б.В. Фундаменты-оболочки на вытрамбованном грунтовом основании / Б.В. Гончаров, А.В. Рыбаков // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2001. – №5. – С. 17 – 20.

55. Горшков А.Г. Теория упругости и пластичности / А.Г. Горшков, Э.И. Старовойтов, Д.В. Тарлаковский. – М.: ФИЗМАТЛИТ, 2002. – 416 с.

56. Готман А.Л. Расчет свай переменного сечения на совместное действие вертикальной и горизонтальной нагрузок методом конечных элементов / А.Л. Готман // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №1. – С. 6 – 12.

57. Готман Н.З. Численная имитация статического испытания тензометрических свай / Н.З. Готман, Р.Н. Гузеев, Д.М. Шапиро // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 89 – 94.

58. Григорян А.А. Свайные фундаменты зданий и сооружений на

- просадочных грунтах / А.А. Гриорян. – М.: Стройиздат. 1984. – 162 с.
59. Григорян С.С. Об основных представлениях динамики грунтов / С.С. Григорян // ПММ, 1960. – Т. 24. – №6. – С. 84 – 92.
60. Гришин А.В. Нелинейная динамика конструкций, взаимодействующих с деформируемой средой / А.В. Гришин, В.С. Дорофеев. – Одесса: Астропринт, 2001. – 136 с.
61. Гришин В.А. Некоторые нелинейные модели грунтовой среды / В.А. Гришин, В.С. Дорофеев. – Одесса: Внешрекламсервис, 2007. – 309 с.
62. Грунтоведение / В.Т. Трофимов, В.А. Королев, Е.В. Вознесенский и др. Под ред. В.Т. Трофимова. – М.: Изд-во МГУ, 2005. – 1024 с.
63. Далматов Б.И. Основы геотехники / Б.И. Далматов. – М.: АВС, 2002. – 319 с.
64. Далматов Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Л.: Стройиздат. Ленинградское отд-ние. – 1975. – 240 с.
65. ДБН В.2.1-10-2009. Основи та фундаменти будівель і споруд. Основні положення проектування. Зі змінами №1 і №2. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2009. – 161 с.
66. Денисенко В.В. Компрессионные испытания глинистых грунтов постоянно возрастающей нагрузкой: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / В.В. Денисенко. – М.: МИСИ, 1991. – 21 с.
67. Дидух Б.И. Упругопластическое деформирование грунтов / Б.И. Дидух. – М.: УДН, 1987. – 166 с.
68. ДСТУ Б В.2.1-4-96. Грунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості / Державний комітет України у справах містобудування та архітектури. – К.: МНТКС, 1997. – 101 с.
69. Дубина М.М. Расчет изменения механических характеристик грунта вокруг уплотняющего конического индентора / М.М. Дубина, В.В. Коновалов, В.М. Целицо и др. // Тр. III Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Т.1. – Одеса: ОДАБА. 1997. – С. 32 – 35.
70. Еременко С.Ю. Методы конечных элементов в механике деформируемых тел / С.Ю. Еременко. – Х.: «Основа», 1991. – 272 с.
71. Жуков Н.В. Расчёт коротких свай на осевые вдавливающие нагрузки / Н.В. Жуков. – М.: ЦНИИЭПсельстрой, 1989. – 72 с.
72. Замышляев Б.В. Модели динамического деформирования и разрушения грунтовых сред / Б.В. Замышляев, Л.С. Евтерев. – М.: Наука, 1990. – 215 с.
73. Зарецкий Ю.К. Вязкопластичность грунтов и расчеты сооружений / Ю.К. Зарецкий. – М.: Стройиздат, 1988. – 350 с.
74. Зарецкий Ю.К. Расчетные исследования ограждающих шпунтовых стен котлованов – физический тест для вычислительной программы «ГЕО-МИГГ» / Ю.К. Зарецкий В.Н. Воробьев, Е.Д. Тоймбетов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №1. – С. 2 – 7.

75. Зоценко М.Л. Використання пневмопробійників при влаштуванні та реконструкції основ і фундаментів / М.Л. Зоценко, В.М. Передерій, М.Ф. Передерій. – Полтава: ПолтНТУ, 2002. – 17 с.

76. Зоценко Н.Л. Длительные осадки зданий на набивных сваях в скважинах, пробитых в лессовых грунтах / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2016. – №3. – С. 28 – 33.

77. Зоценко Н.Л. Задачи численного моделирования уплотнения оснований фундаментов / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Российская геотехника – шаг в XXI век. – Тр. конф. РОМГГиФ. – М.: НИИОСП, 2007. – С. 223 – 228.

78. Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів / М.Л. Зоценко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003.– Вип. 12. – С. 96 – 104.

79. Зоценко М.Л. Напружено-деформований стан основ фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / М.Л. Зоценко. – К.: НДІБК, 1994. – 44 с.

80. Зоценко Н.Л. Повышение эффективности использования фундаментов в пробитых скважинах в водонасыщенных глинистых грунтах за счет фактора времени / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Збірник наук. праць «Інтенсифікація строительного производства». – К.: Вид.-во УМК ВО МО України, 1989. – С.37 – 41.

81. Зоценко Н.Л. Современная практика моделирования взаимодействия фундаментов с уплотненными основаниями при их возведении и последующей работе // Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 164 – 171.

82. Зоценко Н.Л. Способ улучшения свойств заторфованных грунтов / Н.Л. Зоценко, В.М. Аль-Клуб // Основания и фундаменты. – Вып. 23. – К.: Будівельник, 1990. – С. 22 – 24.

83. Зоценко М.Л. Сучасні методи проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.Л. Седін // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дн-вськ, 2015. – №10. – С. 36 – 43.

84. Зоценко М.Л. Фундаменты, сооружаемые без выемки грунта / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1992. – №3. – С. 35.

85. Зоценко М.Л. Числове моделювання ущільнення ґрунту важкою трамбівкою у шляховому будівництві / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, І.А. Єрмакова // Вісник Одеської Держ. академії буд-ва та архітектури. – Вип. № 4. – Одеса: ОДАБА, 2001. – С. 91 – 94.

86. Ивлев Д.Д. Теория упрочняющегося пластического тела /

Д.Д. Ивлев, Г.И. Быковцев. – М.: Наука, 1971. – 232 с.

87. Ильюшин А.А. Механика сплошной среды / А.А. Ильюшин. – М.: МГУ. – 1978. – 287 с.

88. 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.

89. Использование достижений нелинейной механики грунтов в проектировании оснований и фундаментов: Тез. докл. II всесоюзн. конф. – Йошкар-Ола: МарПИ, 1989. – 103 с.

90. Исследование зоны уплотнения грунта у коротких пирамидальных свай по данным зондирования / Н.Л. Зоценко, Вагидов М.М., Хазин В.И., Ландарь А.М. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1976. – №5. – С. 17 – 19.

91. Исследование устойчивости во времени зоны уплотненного грунта вокруг пирамидальных свай, подвергающихся динамическим воздействиям / Н.Л. Зоценко, М.М. Вагидов, В.И. Хазин, А.М. Ландарь // Основания и фундаменты. – Вып. 10. – К.: Будівельник, 1977. – С. 78 – 79.

92. Исследования свайных фундаментов. Межвуз. сб. науч. трудов. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1988. – 200 с.

93. Калачев В.Я. Результаты изучения деформируемости связных грунтов в компрессионных приборах разной конструкции / В.Я. Калачев, С.Д. Филимонов, В.Т. Трофимов, Р.А. Низих // Инженерная геология. – 1988. – №2. – С. 3 – 31.

94. Капустянский С.М. Упругопластическая дилатансионная модель анизотропных сред / С.М. Капустянский // Изв. АН СССР. Физика Земли. – 1985. – №8. – С. 50 – 59.

95. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Н.И. Карпенко. – М.: Стройиздат. – 1996. – 416 с.

96. Карпенко Н.И. Моделирование работы фундаментов уплотнения методом конечных элементов / Н.И. Карпенко, С.Ф. Клованич, А.В. Школа, Ю.Л. Винников // Вестник отделения строительных наук // Российская академия архитектуры и строительных наук. – Вып. 2. – 1999. – С. 191 – 195.

97. Карпюк И.А. Влияние способа погружения свай на их несущую способность / И.А. Карпюк, А.В. Новский // Будівельні конструкції. – Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 2. – К.: НДІБК, 2000. – С. 112 – 114.

98. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков. – К.: НИИСК, 1996. – 204 с.

99. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич – Запорожье: ООО «ИПО «Запорожье». – 2009. – 400 с.

100. Клованич С.Ф. “PRIZ-Pile” – програмний комплекс для

моделювання задач ущільнення ґрунтів / С.Ф. Клованич, Ю.Л. Винников, А.М. Пащенко, П.М. Омельченко // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12. – С. 105 – 110.

101. Коваленко В.И. Исследования уплотняемости связных грунтов / В.И. Коваленко, В.Ф. Разоренов, В.Г. Хилобок. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1981. – 196 с.

102. Ковтун В.В. Прибор для определения модуля деформации грунтов / В.В. Ковтун, В.Т. Бугаев // Сейсмостойкость гидротехнических и портовых сооружений Приморья. – Владивосток: ДальморНИИпроект, 1972. – Ч.1. – С. 78 – 80.

103. Козаков Ю.Н. Исследование особенностей работы составных пирамидально-призматических свай / Ю.Н. Козаков, О.П. Медведева, Н.Ф. Буланкин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1994. – №1. – С. 16 – 18.

104. Корниенко Н.В. Влияние сил трения на результаты компрессионных испытаний лессовых грунтов / Н.В. Корниенко, А.В. Пятков // Основания и фундаменты. – 1989. – Вып. 22. – С. 38 – 40.

105. Корнієнко М.В. Особливості визначення модуля деформації глинистого ґрунту за даними компресійних випробувань / М.В. Корнієнко, С.В. Поклонський // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (буд-во). – К.: ДП НДІБК, 2011. – Вип. 75. – Кн. 1. – С. 374 – 382.

106. 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.

107. Котляревский В.А. Расчеты удара штампа по грунтовому массиву с использованием различных моделей упругопластических сред в условиях плоской деформации / В.А. Котляревский, Р.А. Румянцева, А.Г. Чистов // МТТ. – 1977. – №5. – С. 132 – 146.

108. Криворотов А.П. Напряженно-деформированное состояние упрочняющейся пластической среды при воздействии на нее клиновидного жесткого тела / А.П. Криворотов, А.В. Лубягин, П.А. Савков, П.В. Зубачев // Изв. вузов. Стр-во. – 2009. – №7. – С. 117 – 123.

109. Криксунов Е.З. Визначення коефіцієнтів постелі за допомогою програми КРОСС / Е.З. Криксунов та ін. // Будівництво України. – 2002. – №5. – С. 43 – 45.

110. Крутов В.И. Основания и фундаменты на насыпных грунтах / В.И. Крутов. – Учебное пособие. – М.: Стройиздат, 1988. – 42 с.

111. Крутов В.И. Проектирование и устройство оснований и фундаментов на просадочных грунтах / В.И. Крутов, А.С. Ковалев, В.А. Ковалев. – М.: АСВ, 2012. – 560 с.

112. Крутов В.И. Фундаменты в вытрамбованных котлованах /

В.И. Крутов, Ю.А. Багдасаров, И.Г. Рабинович. – М.: Стройиздат, 1983. – 163 с.

113. Крутов В.И. Фундаменты в вытрамбованных котлованах на водонасыщенных глинистых грунтах / В.И. Крутов, И.Г. Рабинович, А.И. Филатов // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1980. – №5. – С. 9 – 11.

114. Крутов В.И. Фундаменты из забивных блоков / В.И. Крутов, В.Б. Тропп. – К.: Будівельник, 1987. – 120 с.

115. Крыжановский А.Л. Вопросы механики основания тяжелых сооружений / А.Л. Крыжановский, В.Н. Потапов // Проблемы механики грунтов и инженерного мерзлотоведения: Сб. науч. тр. / ВНИИОСП. – М.: Стройиздат, 1990. – 272 с.

116. Кушнер С.Г. Расчет деформаций оснований зданий и сооружений / С.Г. Кушнер. – Запорожье: ООО «ИПО Запорожье», 2008. – 496 с.

117. Лавров С.Н. Решение пространственной задачи об упругопластическом деформировании грунта при внедрении клиновидного индентора / С.Н. Лавров, Л.В. Нуждин, А.М. Караулов, В.П. Писаненко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 53. Кн. 1. – К.: НДІБК, 2000. – С. 163 – 168.

118. Лапшин Ф.К. Расчет оснований одиночных свай на вертикальную нагрузку: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Ф.К. Лапшин. – М.: НИИОСП, 1988. – 43 с.

119. Лехницкий С.Г. Теория упругости анизотропного тела / С.Г. Лехницкий. – М.: Наука, 1977. – 416 с.

120. Лобачева Н.Г. Изменение расчетных параметров грунта основания при использовании метода уплотняющих давлений / Н.Г. Лобачева, А.А. Петраков // Строительные конструкции: Межвед. науч.-техн. сб., Вып. 61. – Т. 2. – К.: НИИСК, 2004. – С. 59 – 63.

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

122. Максименко В.П. Применение нелинейного шагового процессора «ЛИРА – СТЕП» для оценки реального состояния сооружений / В.П. Максименко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Вип. 54. – К.: НДІБК, 2001. – С. 439 – 446.

123. Малинина Л.А. Энергоемкость тяжелого бетона для сборных и монолитных конструкций / Л.А. Малинина, А.А. Фоломеев // Строительство и архитектура. – Вып. 1. – М. – 1985.

124. Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений / М.В. Малышев. – М.: Стройиздат, 1994. – 228 с.

125. Мангушев Р.А. Методы подготовки и устройства искусственных оснований: Учеб. пособие / Р.А. Мангушев, Р.А. Усманов, С.В. Ланько, В.В. Конюшков. – М. – СПб: Изд-во АСВ, 2012. – 280 с.

126. Матвеев И.В. Определение деформационных свойств грунтовых оснований при повышенных нагрузках / И.В. Матвеев, Д.Ю., Калинин С.А. Сличный // Тр. III Укр. конф. з механіки ґрунтів і фундаментабудування. – Т.2, Одеса: ОДАБА, 1997. – С. 302 – 303.
127. Месчян С.Р. Экспериментальные основы реологии глинистых грунтов / С.Р. Месчян. – Ереван: Гитутюн, 2008. – 807 с.
128. Метелюк Н.С. Сваи и свайные фундаменты / Н.С. Метелюк, Г.Ф. Шишко, А.Б. Соловьева. – Справочное пособие. – К.: Будівельник. – 1977. – 256 с.
129. Метод конечных элементов в механике твердых тел / Под ред. А.С. Сахарова и И. Альтенбаха. – К.: Вища школа, 1982. – 480 с.
130. Метод конечных элементов для расчетов фундаментов на выштампованных котлованах и устойчивости откосов / М.М. Дубина и др.. – М.: Весь Мир, 2001. – 224 с.
131. Механика грунтов, основания и фундаменты: учебное пособие для строит. спец. вузов / С.Б. Ухов и др.; под ред. С.Б. Ухова. – М.: Высш. шк., 2007. – 566 с.
132. Моделирование процесса ударного вытрамбовывания котлованов/ В.Н. Аптуков и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2000. – №3. – С. 11 – 15.
133. Молчанов И.Н. Основы метода конечных элементов / И.Н. Молчанов, Л.Д. Николенко. – К.: Наукова думка, 1989. – 270 с.
134. Набивні палі у пробитих свердловинах: досвід і перспективи застосування / Ю.Л. Винников, І.В. Мірошниченко, М.Ф. Передерій, В.М. Передерій, П.М. Омельченко // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. наук. праць (буд-во). – Вип. 83: В 2-х кн.: Кн. 2. – К.: ДП НДІБК, 2016. – С. 13 – 20.
135. Нарбут Р.М. Работа свай в глинистых грунтах / Р.М. Нарбут. – Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1972. – 160 с.
136. Немчинов Ю.И. Метод пространственных конечных элементов / Ю.И. Немчинов. – К.: НИИСК, 1995. – 368 с.
137. Николаевский В.Н. Законы упругопластического деформирования грунтов / В.Н. Николаевский // Современные проблемы нелинейной механики грунтов: Тр. всесоюзной конф. – Челябинск: ЧПИ, 1987. – С. 3 – 14.
138. Нуждин Л.В. Численный анализ напряженного состояния грунта при колебаниях индентора для обоснования конструкции динамического расклинивающего дилатометра / Л.В. Нуждин // Известия вузов. Строительство. – 2010. – №4. – С. 20 – 28.
139. Омельчак И.М. Влияние уплотнения грунта при забивке свай на дальнейшую ее эксплуатацию // Современные проблемы фундаментостроения: Сб. тр. междунар. науч.-техн. конф. – Ч. 1, 2 / ВолгГАСА. – Волгоград, 2001. – С. 125 – 126.
140. Определение форм и размеров уширений и зон уплотненного

грунта фундаментов в пробитых скважинах / Н.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, В.И. Коваленко, П.Н. Омельченко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – №5. – С. 2 – 4.

141. Определяющие законы механики грунтов // Сб. ст.; Пер. с англ. / Под ред. В.Н. Николаевского – М.: Мир, 1975. – 230 с.

142. Опыт устройства фундаментов в вытрамбованных котлованах в районах Восточной Сибири и Крайнего Севера / В.Л. Матвеев, Ю.И. Парфулин, А.Г. Пиковский и др. // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – №5. – С. 8 – 10

143. Осипов В.И. Динамическое разжижение водонасыщенных грунтов: природа и факторы его определяющие / В.И. Осипов // Инж. геология. – 1988. – №2. – С. 3 – 31.

144. Осипов В.И. Физико-технические основы микрореологии дисперсных грунтов / В.И. Осипов // Инженерная геология. – 1990. – №4. – С. 3 – 18.

145. Основания и фундаменты в инженерно-геологических условиях юга Казахстана / О.К. Югай, И.С. Бровко, В.А. Дубровский и др. – Шымкент: Ю-КТУ, 1997. – 175 с.

146. Основы метода конечных элементов / В.И. Большаков, Е.А. Яценко, Г.Соссу и др. – Дн-вск: ПГАСиА, 2000. – 255 с.

147. Оффрихтер В.Г. Численное моделирование взаимодействия свайных фундаментов с окружающим грунтом / В.Г. Оффрихтер // Тр. V междунар. конф. по проблемам свайного фундаментостроения. – Т.1. – М.: РНКМГФ, ПГТУ. – 1996. – С. 124 – 126.

148. Парамонов В.Н. Конечноэлементное моделирование нестационарных задач геомеханики / В.Н. Парамонов, Н.И. Стеглянникова // Сб. тр. науч.-техн. конф. «Актуальные вопросы геотехники при решении сложных задач нового строительства и реконструкции». – СПб.: СПбГАСУ. – 2010. – С. 218 – 223.

149. Парамонов В.Н. Математическое моделирование устройства свайных фундаментов в условиях плотной городской застройки // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1998. – №4 – 5. – С. 13 – 18.

150. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных задач геотехники / В.Н. Парамонов. – СПб.: «Геореконструкция», 2012. – 264 с.

151. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – М.: Изд-во СКАД СОФТ, 2011. – 736 с.

152. Першина С.В. PLAXIS – программный пакет для расчета деформаций и устойчивости геотехнических сооружений методом конечных элементов / С.В. Першина, А.В. Слободяник // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.– Полтава: ПолтНТУ, 2003. – Вип. 12.– С. 158 – 163.

153. Петраков А.А. Исследование уравнений пластического течения для материалов, обладающих внутренним трением // Современные проблемы строительства / Ежегодн. науч.-техн. сб. – Донецк: ПромстройНИИпроект, 2000. – Т. I. – С. 157 – 159.
154. Петраков О.О. Розрахунок пружно-пластичних задач при складному навантаженні будівельних конструкцій і основ / О.О. Петраков, Н.О. Петракова, Н.Г. Лобачева // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во). Вип. 4 (34). – Т. 1 – Полтава: ПолтНТУ, 2012. – С. 202 – 208.
155. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов с учетом упругопластических свойств грунтов / А.В. Пилягин, С.В. Казанцев. – Красноярск: КГУ, 1990. – 168 с.
156. Платонов Е.В. Набивные сваи / Е.В. Платонов. – М.-Л.: ГОИТИ. 1938. – 122 с.
157. Пономарев А.Б. Основы исследований и расчета фундаментов из полых конических свай / А.Б. Пономарев. – М.: АСВ, 2005. – 160 с.
158. Посібник з проектування та влаштування набивних паль у пробитих свердловинах / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников та ін. // ПолтНТУ, ДП НДІБК. – К., 2014. – 70 с.
159. Прагер В. Введение в механику сплошных сред / В. Прагер. – М.: Изд-во иностранной литературы, 1963. – 311 с.
160. Проектирование и устройство фундаментов из свай набивных с выштампованным основанием: РСН 21-86. – Минск: Гострой БССР, 1986. – 103 с.
161. Рабинович И.Г. Фундаменты в вытрамбованных котлованах, скважинах, насыпных, песчаных, водонасыщенных глинистых грунтах / И.Г. Рабинович, Ю.А. Багдасаров, В.Л. Рафальзук: Паспорт НТД. ВНИИС Госстрой СССР. – М., 1988. – 2 с.
162. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела / Ю.Н. Работнов. – М.: Наука, 1988. – 712 с.
163. Радугин А.Е. О необратимости во времени процесса «засасывания» свай в глинистых грунтах / А.Е. Радугин. – Основание, фундаменты и механика грунтов, №5. – 1970. – С. 24 – 26.
164. Разоренов В.Ф. Пенетрационные испытания грунтов / В.Ф. Разоренов. 2-е издание дополненное и переработанное – М.: Стройиздат, 1980. – 248 с.
165. Руппенейт К.В. Напряженно-деформированное состояние образцов грунта при испытаниях в одометрах / К.В. Руппенейт, М.А. Трофимук // Инженерная геология. – 1991. – №2. – С. 86 – 98.
166. Рыжов А.М. Введение в нелинейную механику грунтов и физическое моделирование оснований / А.М. Рыжов. – Запорожье, 1995. – 456 с.
167. Сагомоян А.Я. Проникание (проникание твердых тел в сжимаемые сплошные среды) / А.Я. Сагомоян. – М.: МГУ, 1974. – 299 с.
168. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных

свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: монография / А.В. Самородов. – Х.: «Типография Мадрид», 2017. – 204 с.

169. Сахаров В.О. Взаємодія інженерних конструкцій з нелінійною основою при сейсмічних навантаженнях: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / В.О. Сахаров. – К.: КНУБА, 2015. – 41 с.

170. Сваи в гидротехническом строительстве / В.Г. Федоровский, С.Н. Левачев, С.В. Курило, Ю.М. Колесников. – М.: АСВ, 2003. – 240 с.

171. Сотников С.Н. Строительство и реконструкция фундаментов зданий и сооружений на слабых грунтах // Автореф. дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / С.Н. Сотников. – М.: ВНИИОСП, 1987. – 49 с.

172. Справочник геотехника. Основания, фундаменты и подземные сооружения / Под ред. В.А. Ильичева и Р.А. Мангушева. – М.: Изд-во АСВ, 2014. – 728 с.

173. Степанов Г.В. Упруго-пластическое деформирование и разрушение материалов при импульсном нагружении / Г.В. Степанов. – К.: Наукова думка, 1991. – 288 с.

174. Суворов Д.Г. Об ударном взаимодействии рабочего органа трамбующих машин с грунтом / Д.Г. Суворов // Известия вузов. Строительство. – 2000. – №7 – 8. – С. 102 – 107.

175. Сучасні будівельні матеріали і конструктивні системи для зведення доступного житла та об'єктів інфраструктури / К.К. Пушкарева, А.М. Бамбура, Л.Й. Дворкін, О.В. Градобоев, М.Л. Зоценко, О.С. Кагановський, А.М. Павліков, А.А. Плугін, С.А. Тимошенко, Г.М. Шабанова. – К.: Вік-Принт, – 2015 – 280 с.

176. Тер-Мартirosян З.Г. Механика грунтов / З.Г. Тер-Мартirosян. – М.: АСВ, 2009. – 550 с.

177. Тетиор А.Н. Проектирование фундаментов / А.Н. Тетиор, В.И. Феклин, В.Г. Сургучев. – Справочник. – К.: «Будівельник». 1981. – 72 – 103.

178. Трофимчук А.Н. Динамика пористоупругих насыщенных жидкостью сред / А.Н. Трофимчук, А.М. Гомилко, О.А. Савицкий. – К.: Наук. думка, 2003. – 230 с.

179. Тугаенко Ю.Ф. Трансформация напряженно-деформируемого состояния грунтов основания и ее учет при проектировании фундаментов: монография / Ю.Ф. Тугаенко. – Одесса: Астропринт, 2011. – 120 с.

180. Улицкий В.М. Геотехническое сопровождение развития городов / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин – СПб.: «Геореконструкция», 2010. – 551 с.

181. Усманов Р.А. Применение численных методов для расчета осадки фундаментов на искусственных основаниях / Р.А. Усманов // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 172 – 176.

182. Устройство свай в пробитых скважинах для условий

Красноярского края: ВСН 67-0913-86. – Красноярск, 1987 – 40 с.

183. Ухов С.Б. Расчет сооружений и оснований методом конечных элементов / С.Б. Ухов. – М.: МИСИ, 1973. – 118 с.

184. Фадеев А.Б. Параметры модели упрочняющегося грунта программы «PLAXIS» / А.Б. Фадеев // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 13 – 20.

185. Фадеев А.Б. Решение геотехнических задач методом конечных элементов / А.Б. Фадеев, А.Л. Прегер. – Томск: Изд-во Том. ун-та, 1994. – Ч.1. – 193 с., Ч.2. – 136 с.

186. Федоровский В.Г. Конечноэлементный расчет осадок свай в мерзлом грунте по модели упруго-вязкопластической среды / В.Г. Федоровский, В.Ф. Александрович // Материалы XI междунар. симпозиума по реологии грунтов. – М., 2003. – С. 97 – 110.

187. Федоровский В.Г. Современные методы описания механических свойств грунтов. Обзор / В.Г. Федоровский. – М.: ВНИИИС, 1985. – 73 с.

188. Федоровский В.Г. Учет геометрической нелинейности в конечно-элементных расчетах грунтовых массивов / В.Г. Федоровский // Тр. НИИОСП, 1986. – Вып. 86. – С. 3 – 9.

189. Феклин В.И. Продавливание скважин под набивные сваи спиралевидными снарядами/ В.И. Феклин // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1985. – №5. – С. 16 – 19.

190. Филоненко-Бородич М.М. Механические теории прочности / М.М. Филоненко-Бородич. – М.: МГУ, 1961. – 91 с.

191. Фоломеев А.А. Вопросы эффективности бетона и железобетона по энергозатратам / А.А. Фоломеев // Проектирование железобетонных конструкций по наименьшим затратам труда, материальных и энергетических ресурсов. – М.: Стройиздат, 1981. – С. 43 – 52

192. Фомина Н.А. Численные исследования взаимодействия системы «Фундамент в вытрамбованном котловане – основание» / Н.А. Фомина, А.А. Петраков // Современные проблемы строительства. – Науч.-техн. сб./ Дн.: ПромстойНИИпроект, 1997. – С. 35 – 38.

193. Хазин В.И. Конструкции фундаментов сельскохозяйственных зданий на коротких пирамидальных сваях / В.И. Хазин. – К.: «Будівельник». 1984. – 102 с.

194. Хазин С.В. Свайные анкеры для закрепления нефтегазовых трубопроводов: Монография / С.В. Хазин, В.И. Хазин, Ю.Л. Винников. – Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка, 2005. – 252 с.

195. Харченко М.А. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния системы «ленточный ростверк – набивные сваи в пробитых скважинах – основание» / М.А. Харченко, Ю.Л. Винников, И.В. Мирошниченко // Инженерные подходы к решению геотехнических задач: сб. науч. тр. – Краснодар: КубГАУ, 2013. – С. 93 – 102.

196. Харчук О.М. Особливості роботи мікропаль у пробитих свердловинах, виготовлених за допомогою пневмопробійників: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / О.М. Харчук. – Дн-ськ: ПДАБА, 2000. – 17 с.
197. Цытович Н.А. Механика грунтов: Краткий курс: Учебник. Изд. 5-е / Н.А. Цытович. – М.: КД «ЛИБРОКОМ», 2009. – 272 с.
198. Червинский Я.И. Деформативные характеристики грунтов при расчетах оснований методом конечных элементов / Я.И. Червинский // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка. – Вип. 3 (38). – Т. 2. – Полтава: ПолтНТУ, 2013. – С. 375 – 383.
199. Черный Г.И. Изменение физико-механических свойств грунтов при динамических нагрузках / Г.И. Черный. – К.: Наук. думка, 1979. – 132 с.
200. Чикишев В.М. Экспериментально-теоретические основы расчета фундаментов из свай повышенной несущей способности в сложных инженерно-геологических условиях: Автореф. дис. ...д-ра техн. наук: 05.23.02 / В.М. Чикишев. – Пермь: ПГТУ, 1997. – 49 с.
201. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2013. – 181 с.
202. Шапиро Д.М. Теория и расчетные модели оснований и объектов геотехники: монография / Д.М. Шапиро. – Воронеж: «Научная книга», 2012. – 164 с.
203. Шапиро Д.М. Упругопластический расчет несущей способности свай / Д.М. Шапиро, Н.Л. Зоценко, С.В. Беда // Изв. вузов. Стр-во. – 1996. – № 6 – С. 34 – 39.
204. Шаповал В.Г. Закономерности уплотнения водонасыщенного основания при динамической нагрузке / В.Г. Шаповал // Тр. III Української конф. з механіки ґрунтів і фундаментобудування. – Т.1, Одеса: ОДАБА. 1997. – С. 106 – 109.
205. Шаповал В.Г. Особенности взаимодействия весомого водонасыщенного основания с расположенными на нем зданиями и сооружениями / В.Г. Шаповал, П.Н. Нажа, А.В. Шаповал. – Дн-вск: Пороги, 2010. – 251 с.
206. Шашкин К.Г. Метод конечных элементов в геомеханике: современный взгляд / К.Г. Шашкин // Численные методы расчетов в практической геотехнике: сб. статей науч.-техн. конф. – СПб.: СПбГАСУ, 2012. – С. 76 – 86.
207. Швец В.Б. Надежность оснований и фундаментов / В.Б. Швец, Б.Л. Тарасов, Швец Н.С. – М.: Стройиздат, 1980. – 158 с.
208. Швец В.Б. Об одном подходе к оптимальному проектированию свайных фундаментов с учетом надежности / В.Б. Швец, В.И. Феклин, Л.Е. Харитон. – Исследование рациональных конструкций фундаментов: Межвед. сб. научн. тр. – Воронеж: Изд-во ВГУ, 1989. – С. 89 – 92.
209. Швец В.Б. Уплотнение грунтов оснований тяжелыми трамбовками / В.Б. Швец. – М.: АСИА СССР, 1958. – 24 с.

210. Щур О.В. Напряжено-деформований стан системи “пірамідальна паля – основа” під дією вертикального та горизонтального навантаження ґрунту: Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / О.В. Щур. – Дн-ськ: ПДАБА, 1998. – 24 с.
211. Ющков В.С. Исследование несущей способности свайных фундаментов в водонасыщенных глинистых грунтах с учетом фактора времени. Автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02. – Пермь: ППИ, 1982. – 20 с.
212. Яковлев В.С. Визначення несучої здатності призматичних паль за показниками міцності ґрунту: Автореф. дис. ...канд. техн. наук: 05.23.02 / В.С. Яковлев. – Полтава: ПолтНТУ, 2009. – 20 с.
213. Яковлев П.И. Взаимодействие сооружений с грунтом и свайные основания / П.И. Яковлев, А.Л. Готман, Р.Г. Курмаев. – Одесса: Астропринт, 2004. – 510 с.
214. Ярошенко В.А. Расшифровка результатов статической пенетрации песчаных грунтов / В.А. Ярошенко // сб. "Материалы по проектированию сложных фундаментов и оснований и по производству изысканий", 1964. - №3. – М.: Фундаментпроект.
215. Abdulhadi N. Wellbore instability mechanisms in very hard clay / N. Abdulhadi, S. Akl, J. Germaine, A.T. Whittle // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Alexandria, Egypt: JOS Press, 2009. – P. 590 – 593.
216. Anthogalidis A. Numerical Back-Analysis of compaction grouting with a hypoplastic soil model / A. Anthogalidis, U. Arslan, O. Reul // Proc. of the 15th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering “Geotechnics of Hard Soils – Weak Rocks”. – Athens. – 2011. – P. 959 – 964.
217. Arnold M. Modeling of vibrocompaction using hypoplasticity with intergranular strains / M. Arnold, I. Herle // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Alexandria, Egypt: JOS Press, 2009. – P. 2334 – 2337.
218. Brandl H. Cyclic preloading of piles to minimize (differential) settlements of high-rise buildings / H. Brandl // Slovak, 2005. – Slovak University of Technology, 2006. – P. 1 – 12.
219. Bratisin D. On Failure Strength of Soils / D. Bratisin. – Bucharest, 1988. – 48 p.
220. Britto A. Critical State Soil Mechanics Via Finite Elements / A. Britto, M. Gunn. – Chichester: Ellis Horwood, 1987. – 488 p.
221. Chau K. Numerical Methods / K. Chau // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 647 – 654.
222. Chen, W. Soil plasticity / W. Chen, G. Baladi. – Amsterdam, 1985. – 231 p.
223. Computer methods and advances in geomechanics // Proc. of 8 intern.

conf., Morgantoun, West Virginia, 1994 / Ed. by H. Siriwardane – Rotterdam: Balkema, 1994-95. – 3220 p.

224. Desai C. Thin layer element for interfaced and joints / C. Desai and al. // *Int. J. for Num. and Anal. Meth. Geomech.* 1984. Vol. 8. – P. 19 – 41.

225. Determination of shape and dimensions of compacted soil widenings and zones in punched holes: Zotsenko, N.L.; Vinnikov, Y.L.; Kovalenko, V.I.; Omelchenko, P.N. *Soil Mech Found Engng* N26, N5, Sept-Oct 1989, P. 177 – 181. *Intern. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 28, Issue 1, Page A44, January 1991.

226. Druker D. *Soil Mecanics and Plastic Analysis or Limit Design* / D. Druker, W. Prager // *Quar. Of Appl. Math.* – 1952. – Vol. 10, №2. – P.157 – 165.

227. Dynamic compaction of collapsible soils – case study from a motorway project in Romania / G. Tsitsas, V. Dimitriadi, D. Zekkos and al. // *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development.* – Edinburg. – 2015. – P. 1487 – 1492.

228. England M. On the Subject of Static Pile Load Tests / M. England, W. Fleming // *Works of the VI Intern. Conf. on the Problems of Pile Foundations Building.* – M. – 1998. – V. I. – P. 144 – 162.

229. Fernandes A. Development of a non-linear ballasted railway track model / A. Fernandes, C. d’Aguiar S., F. Lopez-Caballero // *Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* – Paris. – 2013. – P. 1229 – 1232.

230. Fleming K. *Piling Engineering* / K. Fleming, A. Weltman, M. Randolph, K. Elson. – London and New York: Taylor and Francis. – 2008. – 398 p.

231. Fu Z.Y. Quantifying the influence depth of dynamic compaction using the discrete element method / Z.Y. Fu, M.B. Jaksa, A. Deng // *Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development.* – Edinburg. – 2015. – P. 3851 – 3856.

232. *Geocology and Computers.* Yufin S. – A.A. Balkema/ Rotterdam. – 2000. – 540 p.

233. *Geomechanical Modelling in Engineering Practice.* – Rotterdam: Balkema, 1986. – 400 p.

234. Glushilkhin F. *Modelling in geomechanics* / F. Glushilkhin. – Rotterdam: Balkema, 1993. – 254 p.

235. Gudehus G. *Finite elements in geomechanics* / G. Gudehus. – London, 1977. – 573 p.

236. Hamann T. Numerical Investigations on Vibratory Sheet Piling in Embankments using a Multi-Phase Material / T. Hamann, J. Grabe // *Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.* – Paris. – 2013. – P. 719 – 722.

237. Hazin S. Modern Constructions of Pile Anchors with Widening at Shaft for Stabilization of Petroleum and Gas Pipelines and his Design / S. Hazin,

Y. Vynnykov // Proc. of the Intern. Conf. on Coastal Geotechnical Engineering in Practice. – Atyrau, 2002. – P. 320 – 323.

238. Heibroek G. On predicting of vibrocompaction performance using numerical models / G. Heibroek, S. Kebler, T. Triantafullidis // Proc. of 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Madrid, 2007. – P. 1323 – 1327.

239. Henke S. Numerical modeling of pile installation / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Alexandria, 2009). – Amsterdam: IOS Press, 2009. – P. 1321 – 1324.

240. Henke S. Simulation of pile driving by 3-dimensional Finite-Element analysis / S. Henke, J. Grabe // Proc. of the 17th EYGEC. – Zagreb, 2006. – P. 215 – 233.

241. Hajjalilue-Bonab M. Soil deformation pattern in low-energy dynamic compaction / M. Hajjalilue-Bonab, A. Rezaei // Proc. of the 17th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Eng. – Alexandria, Egypt: JOS Press, 2009. – P. 542 – 545.

242. Innovative projects in difficult soil conditions using artificial foundation and base, arranged without soil excavation / P. Kryvosheiev, G. Farenjuk, V. Tytarenko, I. Boyko, M. Kornienko, M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, V. Siedin, V. Shokarev, V. Krysan // Proc. of the 19th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Sep. 17 – 22, 2017 / COEX, Seoul, Korea) – ed. by W. Lee, J.-S. Lee, H.-K. Kim, D.-S. Kim. – Seoul. – 2017. – P. 3007 – 3010.

243. Interaction of the artificial bases with Collapsing Soils / V. Shokarev and al. // Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Proc. of 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007). – Millpress Science Publish. Rotterdam, 2007. – P. 481 – 486.

244. Katzenbach, R. Soil-structure interaction of deep foundations and the ULS design philosophy / R. Katzenbach, G. Bachmann, C. Gutberlet // Geotechnical Engineering in Urban Environments: proc of the 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (Madrid, 2007). – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 55 – 60.

245. Kelm M. FE-simulation of soil compaction / M. Kelm, J. Grabe // Proc. XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – V. 1. – Prague, 2003. – P. 739 – 742.

246. Kerisel J. Deep Foundations in Sands: Variations of Ultimate Bearing Capacity with Soil Density, Depth, Diameter and Spied / J. Kerisel. – Proc. of the IV Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 2, Paris, 1961.

247. Kerisel J. Mesures in situ pour determiner la portance d'une foundation interpretation de usultats du penetrometre / J. Kerisel. – Cahiers du Centre scietque et technique du bâtiment, №30, 1957.

248. Kimura M. 3-D elastoplastic finite element analysis of pile foundation

considering the influence of axial force on the stiffness of group piles / M. Kimura, M. Higuchi // Proc. of the Fifteenth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Vol. 2. – Istanbul. 2001. – A.A. Balkema Publishers. – P. 939 – 942.

249. Kimura M. Seismic evaluation of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis / M. Kimura, M. Higuchi – Soils and Foundations. – 2000. – Vol. 40, № 5. – P. 113 – 132.

250. Lewis R. The Finite Element Method in the Deformation and Consolidation of Porous Media / R. Lewis, B. Schrefler. – Chichester: Wiley, 1987. – 344 p.

251. Manjriker A. Foundation Engineering / A. Manjriker, I. Gunarante. – New York: Taylor and Francis, 2006. – 608 p.

252. Mechi J. Geotechnical Engineering Examples and Solutions Using the Cavity Expanding Theory / J. Mechi. – Budapest: Hungarian Geotechnical Society. – 2013. – 221 p.

253. Merifield R. Pullout capacity of earth anchors / R. Merifield and al. // Proc. of Fifteenth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Vol. 2. – Istanbul. 2001 – A.A. Balkema Publishers. – P. 1203 – 1206.

254. Nguyen D. Finite Element Methods: Parallel-Sparse Statics Eigen-Solution. – Springer, 2006. – 533 p.

255. Numerical methods in geomechanics// Proc. of the 5 Intern. symposium, NUMOG V, Davos, 1995 / Ed. by G.N. Pande. – Rotterdam: Balkema, 1995. – 720 p.

256. Numerical methods in geotechnical engineering // Proc. of the third European conf., Manchester, 7-9 September 1994 / Ed. by I.M. Smith. – Rotterdam: Balkema, 1994. – 444 p.

257. Numerical simulation of consolidation problem / K. Edip, M. Garevski, V. Sheshov, J. Bojadjeva // Proc. of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. – Edinburg. – 2015. – P. 3847 – 3850.

258. 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.

259. Plantema I.G. Results of special loading test on a reinforced concrete pile a so-called pile soundings: interpretation of the results of deep-sounding permissible pile loads and extended settlement observation / I.G. Plantema. – Proc. of the II Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, London, 1957.

260. Plantema I.G. Influence of density on soundings results in dry, moist and saturated sands / I.G. Plantema. – Proc. of the IV Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. 1, London, 1957.

261. Plaxis 3D Foundation. Reference Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreve at al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 152 p.
262. Plaxis 3D Foundation. Material Models Manual. Version 1.5 / R. Brinkgreve at al. – Delft: Delft University of Technology. – 2006. – 65 p.
263. Poulos H. Comparison of some methods for analyses of piled rafts / H. Poulos, Y. Small // Proc. of the Fourteenth Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Hamburg, 1997). – V. 2 – P. 1119 – 1124.
264. Preim M. Bearing capacity of piles in soils with time dependent characteristics / M. Preim, R. March, M. Hussein // Balcena. Florida. USA, 1997. – P. 363 – 370.
265. Randolph M. Science and empiricism in pile foundation design / M. Randolph // Geotechnique. – 2003. – No. 53 (10). – P. 847 – 875.
266. Seed R. Fe Analyses: Compaction – Induced Stresses and Deformations / R. Seed, J. Duncan. – J. of Geotechnical Eng. – 1986. – V. 112, №1. – P. 23 – 43.
267. Siddiquee M. Numerical Simulation of Bearing Capacity Characteristics of Strip Footing on Sand / M. Siddiquee and al. – Soils and Found. – 1999. – Vol. 39. №4. – P. 93 – 109.
268. Some experimental and numerical considerations of elastoplastic behavior of unsaturated soil / A. Bakkari, N. Droniuc, P. Reiffsteck, J. Magnan // Geotechnical Engineering in Urban Environments. – Proc. of 14th European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Millpress Science Publishers Rotterdam, 2007. – P. 1607 – 1612.
269. Strain localization modelling and pressure in saturated sand samples / B. Schrefler and al. // Comput. Mech. – 1998. – 22, № 3. – P. 266 – 280.
270. Sturm H. The tip resistance in layered soils during static penetration / H. Sturm // Proc. of the 18th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. – Paris. – 2013. – P. 817 – 820.
271. Tanaka T. Elastoplastic Finite Element Analysis of Retaining Wall with Passive Modes / T. Tanaka, H. Mori // Third Asian-Pacific Conf. on Computational Mechanics. – 1999. – Vol. 3. – P. 2139 – 2144.
272. Vasenin V. Calculation of ground vibration parameters for “pitch and drive” impact hammer piling / V. Vasenin // Reconstruction of Historical Cities and Geotechnical Engineering. – Proc. of the Intern. Geotechnical Conf. Dedicated to the Tercentenary of Saint Petersburg. – Saint Petersburg – Moscow: ASV Publishers. – Vol. 1. – 2003. – P. 361 – 366.
273. Vynnykov Y. Evaluation of Stress-strain State and Safety of Geotechnical Objects by Method of Ultimate Elements / Y. Vynnykov, A. Paschenko, V. Muha // Proc. of Kazakh-Japan Geotechnical Seminar. – Astana, 2001. – P. 271 – 274.
274. Vynnykov Y. Numerical Solutions of Non-linear Three-dimensional problems of Interaction of Compaction Foundations with Soil / Y. Vynnykov // Geotechnical Problems of Construction, Architecture and Geoenvironment on

Boundary of XXI Century. – Proc. of the First Central Asian Geotechnical Symposium. – Astana, 2000. – Vol. II. – P. 746 – 749.

275. Zienkiewicz O. The finite element method. Fifth edition / O. Zienkiewicz. – V. 2. Solid Mechanics – Butterworth-Heinmann, 2000. – 459 p.

276. Zolcov E. Wiseman G. Engineering Properties of Dune and Beach Sands and the Influence of Stress History / E. Zolcov // Proc. of the VI Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, vol. I, Montreal, 1966.

277. Zotsenko N. Anisotropic Soil Medium of Foundation Compaction Zone / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // Problemy Naukowo – Badawcze Budownictwa. T. VII. – XLIV Konf. Nauk. Krynica'98 – Poznan – Krynica, 1998. – P. 193 – 201.

278. Zotsenko N. Cast-in-situ piles in punched holes design features / N. Zotsenko, Yu. Vynnykov // The special aspects energy and resource saving / N. Zotsenko, Yu. Vynnykov. – Oradea: Oradea University Press, 2015. – P. 4 – 34.

279. 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.

280. Zotsenko N.L. Long-Term Settlement of Buildings Erected on Driven Cast-In-Situ Piles in Loess Soil / N.L. Zotsenko, Y.L. Vinnikov // Soil Mechanics and Foundation Engineering. – July 2016, Volume 53, Is. 3, pp 189 – 195 (First Online: 31 August 2016. DOI: 10.1007/s11204-016-9384-6. © Springer Science+Business Media New York 2016).

281. Zotsenko N. Full-scale Tests and Numerical Simulation of Interaction between Foundations with Tamped Rigid Process Wastes Widenings and Soil Environment / N. Zotsenko, S. Klovanich, A. Sckola, Y. Vynnykov // Proc. of the XIIIth European Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Eng. – Prague, 2003. – Vol. 1. – P. 963 – 966.

282. 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 Eng. – Bratislava: Slovak University of Technology. – 2010. – P. 245 – 253.

283. Zotsenko N. Rapid Investigation Methods of Soil Properties and Interpretation of their Results for Bridge Foundations Design / N. Zotsenko, Y. Vynnykov // IABSE New Delhi Colloquium reports on “Foundations for Major Bridges: Design and Construction”. – New Delhi, 1999. – P. 19 – 24.

ЗМІСТ

ПЕРЕДМОВА	3
РОЗДІЛ I. ОСОБЛИВОСТІ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ	5
1.1. Класифікація основ і фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту	5
1.2. Види основ і фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту	8
1.3. Уявлення про «зону впливу» фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту	15
1.4. Аналітичні методи розрахунку фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту	18
1.5. Висновки до розділу I. Мета та завдання досліджень	23
РОЗДІЛ II. ДОСЛІДЖЕННЯ ПАРАМЕТРІВ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ	26
2.1. Пенетраційний і зондувальний методи дослідження зони ущільнення фундаментів, що споруджують без виймання ґрунту	26
2.2. Дослідження геометричних параметрів зони ущільнення	44
2.3. Модельні дослідження розмірів «зони впливу» при зануренні фундаментів	53
2.4. Експериментальні дослідження мінливості параметрів зони ущільнення в часі	57
2.5. Деякі особливості формування зони ущільнення фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту	64
2.6. Висновки до розділу II	70
РОЗДІЛ III. МЕТОДИКА ДОСЛІДЖЕНЬ ЗМІНИ ФІЗИКО-МЕХАНІЧНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ У МЕЖАХ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ	73
3.1. Інтерпретація результатів дослідження фізико-механічних властивостей ґрунтів швидкісними методами	73
3.2. Способи визначення фізико-механічних властивостей ґрунтів швидкісними методами досліджень	78
3.3. Дослідження взаємозв'язку фізико-механічних властивостей ґрунтів зони ущільнення	86
3.4. Використання рівнянь взаємозв'язку фізичних і механічних властивостей ґрунтів	91
3.5. Висновки до розділу III	97
РОЗДІЛ IV. ФІЗИКО-ХІМІЧНІ ПРОЦЕСИ, ЩО ВІДБУВАЮТЬСЯ В МЕЖАХ «ЗОНИ ВПЛИВУ» ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ	98
4.1. Явище динамічного знеміцнення глинистих ґрунтів «зони впливу» в процесі влаштування фундаментів і їх наступного зміцнення в процесі «відпочинку»	98

4.2. Вплив замочування ґрунту на параметри «зони впливу»	105
4.3. Вплив сезонного проморожування-відтавання на фундаменти, які споруджують без виймання ґрунту.....	109
4.4. Особливості зміни фізико-механічних властивостей «зони впливу» фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, в агресивному середовищі.....	112
4.5. Висновки до розділу IV.....	119

РОЗДІЛ V. ЗІСТАВЛЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ МАТЕМАТИЧНОГО МОДЕЛЮВАННЯ ЗВЕДЕННЯ ТА НАСТУПНОЇ РОБОТИ ОСНОВ І ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ, З ДАНИМИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

5.1. Моделі системи «основа – фундамент, що споруджують без виймання ґрунту»	121
5.2. Феноменологічна пружно-пластична модель ґрунту та програмний комплекс для моделювання задач ущільнення основ	136
5.3. Моделювання напружено-деформованого стану основ, які ущільнюються без і з обмеженою можливістю бічного витиснення ґрунту	162
5.4. Моделювання напружено-деформованого стану основ, які ущільнюються з можливістю бічного витиснення ґрунту за різними напрямками.....	192
5.5. Урахування моделюванням специфіки умов улаштування та експлуатації основ фундаментів.....	227
5.6. Висновки до розділу V.....	240

РОЗДІЛ VI. ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

6.1. Розрахункові методи оцінювання несучої здатності фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту	243
6.2. Визначення несучої здатності фундаментів, які споруджують без виймання ґрунту, за результатами польових дослідних робіт.....	256
6.3. Особливості проектування фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту	263
6.4. Висновки до розділу VI.....	268

РОЗДІЛ VII. РОЗПОДІЛ НАПРУЖЕНЬ ЗА КОНТАКТОМ ПОХИЛИХ ГРАНЕЙ ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ

7.1. Особливості сумісної роботи пірамідальних паль і навколишнього ґрунту.....	270
7.2. Досвід досліджень напружень на контакті пірамідальної палі та ґрунту	275
7.3. Конструкція тензометричної пірамідальної палі та тензодинамометрів	278
7.4. Результати експериментальних досліджень з визначення контактних напружень на поверхні тензометричної пірамідальної палі	283
7.5. Висновки до розділу VII	287

РОЗДІЛ VIII. ВПРОВАДЖЕННЯ ФУНДАМЕНТІВ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬ БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ В ПРАКТИКУ БУДІВНИЦТВА	288
8.1. Нові види обладнання для влаштування фундаментів у пробитих свердловинах і витрамбованих котлованах	288
8.2. Нові конструкції і технології виготовлення фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту	295
8.3. Економія енергоресурсів при влаштуванні фундаментів, які споруджуються без виймання ґрунту	303
8.4. Результати спостережень за осіданнями будівель на фундаментах, які споруджуються без виймання ґрунту, та зіставлення їх з розрахунковими значенням	306
8.5. Висновки до розділу VIII	313
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	315
ЛІТЕРАТУРА	318

CONTENT

PREFACE	3
CHAPTER I. PECULIARITIES OF BASES AND FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION	5
1.1. Classification of bases and foundations built without soil extraction	5
1.2. Types of bases and foundations built without soil extraction	8
1.3. The concept of “influence area” of foundations built without soil extraction	15
1.4. Analytical calculation methods of foundations built without soil extraction	18
1.5. Conclusion to Chapter I. The aim and objectives of the research.....	23
CHAPTER II. INVESTIGATION OF THE “INFLUENCE AREA” PARAMETERS OF FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION	26
2.1. Penetration and probing investigation methods of compaction area of foundations built without soil extraction	26
2.2. Compaction area geometrical parameters investigation.....	44
2.3. Model research of the “influence area” sizes during the foundations tipping.....	53
2.4. Experimental investigations of the compaction area variability parameters in time	57
2.5. Some peculiarities of the compaction area formation of foundations built without soil extraction	64
2.6. Conclusion to Chapter II.....	70
CHAPTER III. INVESTIGATION TECHNIQUE OF PHYSICAL AND MECHANICAL SOILS PROPERTIES VARIATION WITHIN THE “INFLUENCE AREA” OF FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION	73
3.1. Interpretation of the investigation results of the physical and mechanical soil properties by express methods.....	73
3.2. Express determination methods of physical and mechanical soil properties	78
3.3. Correlation investigation of physical and mechanical soil properties in the compaction area.....	86
3.4. Application of equations of physical and mechanical soil properties correlation.....	91
3.5. Conclusion to Chapter III	97
CHAPTER IV. PHYSICAL AND MECHANICAL PROCESSES TAKING WITHIN THE “INFLUENCE AREA” OF FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION	98
4.1. The phenomenon of dynamic softening of clay soil in the “influence area” during foundation construction and its further strengthening in the process of “rest”	98
4.2. Effect of soil soaking on the “influence area” parameters	105

4.3. Effect of seasonal freezing-thawing on foundations built without soil extraction	109
4.4. Features of the physical and mechanical properties change in the “influence area” of foundations built without soil extraction in an aggressive environment	112
4.5. Conclusion to Chapter IV	119
CHAPTER V. COMPARISON OF THE NUMERICAL MODELING RESULTS OF CONSTRUCTION AND FURTHER FUNCTIONING OF BASES AND FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION WITH THE EXPERIMENTAL INVESTIGATIONS RESULTS DATA.....	121
5.1. Models of the “base – foundation built without soil extraction” system	121
5.2. The phenomenological elastic-plastic soil model and software for bases compaction problem modeling	136
5.3. The stress-strain state modeling of bases compacted with- and without the limited ability of a lateral soil displacement.....	162
5.4. The stress-strain state modeling of bases compacted with the ability of a lateral soil displacement in different directions.....	192
5.5. Consideration of the conditions specifics for the foundation bases construction and operation in the modeling	227
5.6. Conclusion to Chapter V	240
CHAPTER VI. DESIGNING OF FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION	242
6.1. Calculation methods of a carrying capacity estimation of foundations built without soil extraction	243
6.2. Determining of the carrying capacity of foundations built without soil extraction based on field survey results.....	256
6.3. Designing peculiarities of foundations built without soil extraction	263
6.4. Conclusion to Chapter VI	268
CHAPTER VII. CHAPTER VII. STRESSES DISTRIBUTION OVER THE CONTACT OF INCLINED FOUNDATION EDGES BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION.....	270
7.1. The joint operation peculiarities of pyramidal piles and surrounding soil....	270
7.2. The experience of stresses investigation on the contact of pyramidal piles and soil.....	275
7.3. Design of a tensometric pyramidal pile and tenso dynamometers.....	278
7.4. Experimental investigations result of contact stresses determining on the surface of the tensometric pyramidal pile.....	283
7.5. Conclusion to Chapter VII.....	287
CHAPTER VIII. IMPLEMENTATION OF FOUNDATIONS BUILT WITHOUT SOIL EXTRACTION IN THE ENGINEERING PRACTICE..	288
8.1. New kinds of equipment for construction of the foundations in driven wells and rammed ditches	288
8.2. New structures and technologies of manufacturing the foundations built without soil extraction	295

8.3. Energy saving in manufacturing the foundations built without soil extraction	303
8.4. The settling monitoring results of buildings on foundations built without soil extraction and its comparison with designed values	306
8.5. Conclusion to Chapter VIII	313
GENERAL CONCLUSIONS	315
REFERENCES	318

Наукове видання

ЗОЦЕНКО Микола Леонідович

ВИННИКОВ Юрій Леонідович

**ФУНДАМЕНТИ, ЩО СПОРУДЖУЮТЬСЯ
БЕЗ ВИЙМАННЯ ҐРУНТУ**

МОНОГРАФІЯ

Комп'ютерна верстка

Ю.Л. Винников

Відповідальний за випуск

М.Л. Зоценко

Підп. до друку 12.02.2019 р. Формат 60x84 1/16.

Папір офсет. Друк ризограф.

Ум.-друк. арк. – 20,11. Обл.-видав. арк. – 24,10.

Тираж 300 прим. Зам. №16.

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.



Зоценко Микола Леонідович – доктор технічних наук, професор, професор кафедри організації і технології будівництва та охорони праці Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, дійсний член АБУ, лауреат премії АБУ ім. академіка М.С. Буднікова (2004 р.), нагороджений медаллю М.М. Герсеванова, член міжнародного товариства з механіки ґрунтів і геотехніки (ISSMGE). Основні напрямки наукової діяльності: розробка і впровадження швидкісних методів дослідження властивостей ґрунтів; розрахунок і проектування основ та фундаментів, що споруджуються без виймання ґрунту; ґрунтоцементні основи та фундаменти; обстеження і проектування фундаментів при реконструкції споруд; розробка норм проектування. Автор 16 монографій, 5 підручників, 15 посібників, 17 нормативних документів, 35 патентів на винаходи, більше 500 наукових праць, науковий керівник 31 кандидата наук, науковий консультант 1 доктора наук.

E-mail: zotcenco@hotmail.com



Винников Юрій Леонідович – доктор технічних наук, професор, виконуючий обов'язки директора навчально-наукового інституту нафти і газу, професор кафедри нафтогазової інженерії та технологій Полтавського національного технічного університету імені Юрія Кондратюка, 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 ISSMGE). Основні напрямки наукової діяльності: дослідження, розрахунок і проектування основ і фундаментів з ущільненням ґрунту, зокрема із реалізацією чисельних та імовірнісних методів; розрахунок і проектування основ і фундаментів об'єктів нафтогазового та гірничо-збагачувального комплексів; обстеження і проектування фундаментів при реконструкції споруд, розробка норм проектування. Автор 13 монографій, 3 підручників, 10 посібників, 10 нормативних документів, 45 патентів на винаходи, понад 400 наукових праць, науковий керівник 12 кандидатів наук.

E-mail: vynnykov@ukr.net

