Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерство освіти і науки України

> Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису

КОВБА ВЛАДИСЛАВ ВАЛЕРІЙОВИЧ

УДК 624.154:624.042

ДИСЕРТАЦІЯ

ПЕРЕРОЗПОДІЛ ЗУСИЛЬ В ПАЛЬОВОМУ ФУНДАМЕНТІ З УРАХУВАННЯМ ПОСЛІДОВНОГО НАВАНТАЖЕННЯ ЙОГО СКЛАДОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ

05.23.02 – основи і фундаменти

(19 – Архітектура та будівництво)

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

BKolse

В.В. Ковба

Науковий керівник: Сєдін Володимир Леонідович, доктор технічних наук, професор

АНОТАЦІЯ

Ковба В.В. Перерозподіл зусиль в пальовому фундаменті з урахуванням послідовного навантаження його складових елементів. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.02 «Основи і фундаменти» (19 – Архітектура та будівництво). – Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерства освіти і науки України, Дніпро, 2018.

Дисертацію присвячено удосконаленню методу числового моделювання взаємодії пальових фундаментів (ПФ) з ґрунтової основою з урахуванням нелінійного деформування середовища, довантажувальних сил тертя палі та перерозподілу зусиль при послідовному навантаженні складових елементів ПФ.

Проаналізовані раціональні конструктивні рішення пальових фундаментів і способи включення в роботу плитних ростверків та регулювання НДС основ таких фундаментів, а також теоретичні та експериментальні роботи з дослідження зусиль і тертя, що виникають вздовж бічної поверхні палі при навантаженні поверхні ґрунту довкола паль.

Викладено результати модельних лабораторних випробувань фрагментів ПФ, статично навантажених традиційним способом і з послідовним навантаженням кожного складового елементу (за двома комбінаціями навантажень). І комбінація: спочатку навантажувалась плита, нез'єднана з палею, а згодом з'єднані між собою плита і паля. ІІ комбінація: навантажувалась плита, нез'єднана з палею, потім додатково була навантажена паля при відсутності з'єднання з плитою, а згодом – з'єднані між собою плита і паля.

У межах роботи було проведено два лабораторні експерименти: в умовах плоского та об'ємного лотків. Конструкція плоского лотку дозволяє наочно спостерігати за переміщеннями ґрунту крізь прозоре органічне скло з однієї сторони. У дослідах використовувався пісок дрібнозернистий порушеної структури, який засипався у лоток пошарово і ущільнювався ручним трамбуванням до ρ_d =1,49 г/см³, e = 0,78.

Для спостереження за зміною деформованого стану основи використовувався метод фотофіксації. За результатами спостережень отримано, що при навантаженні фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з палею, зафіксовано переміщення палі, викликане переміщенням ґрунту на глибину 1,2-1,8*b* ширини плити, спричинене виникненням додаткових дотичних напружень навколо палі в цій зоні. Експеримент в плоскому лотку дозволив наочно зафіксувати наявність умовної нейтральної площини. Також зафіксована зміна вектору сил тертя на протилежне значення від впливу послідовності навантаження складових елементів фрагменту ПФ, зокрема навантаження за II комбінацією тричі провокує зміну вектору. Навантаження за II комбінацією, сприяє більшому включенню в роботу нижнього торця палі в порівнянні з фрагментом ПФ, навантаженим традиційним способом, і навіть І комбінацією навантажень.

Порівняння за таким показником, як осідання (приймаючи за 100 % переміщення фрагменту ПФ, навантаженого традиційним способом), свідчить про те, що послідовне навантаження елементів ФПФ сприяє зменшенню загальних осідань, за умови рівності значень максимальних навантажень (осідання ФПФ за I комбінацією навантажень менше на 11,7 %, а осідання ФПФ за II комбінацією менше на 20,4 %).

Розроблення моделей ФПФ для лабораторних випробувань в об'ємному лотку виконано у відповідності до аналітичного методу, згідно

якого умовно із пальового фундаменту в плані виділялась квадратна комірка з розташованою в центрі палею. Застосування асимптотичного спрощення дозволяє зовнішню границю комірки замінювати окружністю. В залежності від діаметру палі (d) і умовної відстані між палями прийняті три варіанти розмірів конструкцій фрагментів плит ФПФ з отвором у центрі: 3d, 5d i 7d, (75, 125 i 175 мм відповідно). Діаметр моделі палі 25 мм, а довжина 640 мм.

Об'ємний металевий лоток з внутрішніми розмірами 500×800 мм заповнювався шарами дрібнозернистого піску порушеної структури по 20 мм товщиною, після чого ущільнювався ручною трамбівкою (щільність сухого ґрунту ρ_d =1,52 г/см³ при вологості W=0,06, e=0,74).

З кожним розміром плити проведені випробування за традиційним навантаженням та за І і ІІ комбінаціями навантажень до сталих значень осідань \approx 7 мм для всіх випробувань. Отримано, що максимальне значення переміщення палі, зумовлене довантажувальними силами тертя при навантаженні тільки плити, зафіксоване для діаметру 175 мм (відстані між палями 7*d*).

Порівняння результатів випробувань за такими показниками, як величина навантаження, показує, що ФПФ, елементи якого навантажені послідовно, сприймають більші навантаження. ФПФ за II комбінацією навантажень показали здатність сприймати ще більші навантаження в порівнянні з ФПФ за I комбінацією навантажень. Максимальне збільшення навантаження на 13 % отримано для ФПФ з розміром плити 5*d*.

Викладено результати дослідження впливу статичного навантаження тільки плити, нез'єднаної з натурною палею, на переміщення палі і зміну характеристик ґрунту під плитою в польових умовах на майданчику будівництва в смт. Ювілейне Дніпропетровської обл. Для проведення дослідження розроблено повномасштабну модель фрагменту плити (розміром 2600×2600 мм і товщиною 200 мм) з отвором навколо натурної дослідної палі довжиною 8,5 м, перерізом 350×350 мм. Методика

експерименту полягала у спостереженні за переміщеннями дослідної палі, нез'єднаної з плитою, і оточуючими палями довжиною 9,5 м, розташованими на відстані 2,5-3 м від дослідної палі. Навантаження плити здійснювалося ступенями 292,4, 180 і 170 кН, для чого використовувалися вантажі загальною вагою 64,2 т. Враховуючи вагу плити та вантажів, загальне розподілене навантаження склало 97,2 кН/м².

У процесі натурного експерименту за рахунок дії довантажувальних сил тертя виявлені переміщення не тільки дослідної палі (значення її переміщення склало 17 % від загального осідання плити), а й переміщення палі, що знаходилась на відстані 3 м від дослідної палі (значення її переміщення – 6,3 % від загального осідання плити). Дослідження зміни характеристик грунту під плитою виконано методом динамічного зондування і шляхом лабораторних випробувань зразків ґрунту. Отримано, що навантаження плити сприяє покращенню характеристик ґрунту (щільність, коефіцієнт пористості), що приводить до збільшення опору грунту в зоні дії основи плити на глибину 0,7*b* від ширини плити *b*=2,6 м.

Також наведені результати дослідження впливу послідовного ростверку і окремо буроін'єкційної навантаження плитного палі. нез'єднаних між собою, на їх переміщення в умовах реального будівництва багатоповерхового будинку в м. Дніпро. Фактично навантаження палі, нез'єднаної з ростверком, відбувалось при її випробуванні статичним вдавлювальним навантаженням, яке виконувалось двома циклами. I цикл навантаження виконано після навантаження ростверку вагою 3 поверхів каркасу будівлі, другий – після зведення 18 поверхів каркасу та тривалого відпочинку палі без навантаження (терміном більше 150 та 600 діб відповідно).

II цикл демонструє зменшення осідання на 54 % при навантаженні 3 200 кН (яке дорівнює максимальному значенню навантаження при I циклі), що підтверджує максимальне вичерпання пластичних деформацій під час І циклу, а також збільшення навантаження на 600 кН (до максимального значення 3 800 кН) в порівнянні з максимальним значенням навантаження при І циклі, що складає різницю у 18,75 %.

За результатами моніторингу осідань ПФ багатоповерхового будинку і окремо палі з'ясовано, що в періоди відпочинку палі, нез'єднаної з плитним ростверком, без навантаження, її переміщення було спровоковано довантажувальними силами тертя і склало 4,77 мм, що складає майже 30 % від максимального значення осідання ростверку пальового фундаменту у 16,5 мм.

Проведені модельні лабораторні і натурні дослідження взаємодії з основою послідовно навантажених елементів ПФ (на початку нез'єднаних між собою) виявили залежність переміщення паль від інтенсивності навантаження плити ростверку, що дозволяє контролювати і управляти такими переміщеннями.

Виконано числове моделювання НДС основ складових елементів пальового фундаменту, нез'єднаних між собою, при їх послідовному навантаженні шляхом розв'язання контрольних задач на основі натурних експериментів. Виконано теоретичне дослідження розповсюдження довантажувальних сил тертя на бічній поверхні палі від зміни навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, шляхом числового моделювання НДС їх основи в двох програмних комплексах: Plaxis 3D та Ansys.

Різниця осідань плити, нез'єднаної з палею, за результатами моделювання у ПК Plaxis 3D та повномасштабного експерименту складає 2,5 %, різниця осідань дослідної палі – 1,2 %, сусідніх паль, розташованих на певній відстані – 6,5 %. Розбіжність результатів моделювання у ПК Ansys не перевищує 10 %. Задовільна збіжність результатів дозволяє стверджувати про коректно підібрані чутливі параметри пружно-пластичної моделі зі зміцненням ґрунту (HS-моделі) та відповідно коректність епюр розповсюдження напружень по бічній поверхні палі. Нейтральна площина

при максимальному навантаженні 97,2 кН/м² зафіксована на глибині 1,5*b* від розміру плити.

Додатково виконано аналітичний розв'язок довантажувальних сил тертя палі при навантаженні плити, що нез'єднана з нею, асимптотичним методом у програмному середовищі Maple, результати якого свідчать про задовільну збіжність з експериментальними даними та числовим моделюванням.

Також викладені результати числового моделювання НДС основи плитного ростверку і палі, нез'єднаних між собою, при їх послідовному навантаженні в умовах реального будівництва. Співставлення результатів дозволило отримати різницю осідань, яка знаходиться в межах 4-11 %, що також свідчить про коректно підібрані чутливі параметри HS-моделі.

Також в межах роботи розроблені рекомендації щодо коригування чутливих вхідних параметрів HS-моделі ґрунтового середовища для моделювання послідовно навантажених елементів ПФ у ПК Plaxis 3D.

Розв'язання тестової задачі про взаємодію ФПФ із однією палею для трьох варіантів розмірів плит (3*d*, 5*d*, 7*d*) і різних комбінацій навантажень виявили, що навантаження плити викликали покращення значень чутливих характеристик ґрунту, таких як: модуль деформації (*E*) та коефіцієнт переущільнення ґрунту (OCR), що було враховано після об'єднання плити та палі в єдину систему.

Встановлено, що послідовне навантаження елементів ПФ перерозподіляє зусилля між ними, зменшує зусилля в палях і підвищує відсоткове значення плитного ростверку в роботі ПФ. Це дозволяє збільшити загальні навантаження на ПФ чи зменшити кількість паль при проектуванні порівняно з ПФ, навантаженим традиційним способом. Отримана тенденція до зменшення осідань і збільшення загального навантаження в порівнянні з фрагментом ПФ, навантаженим традиційним способом.

Розв'язання тестових задач на основі розроблених рекомендацій дозволили удосконалити метод числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою з урахуванням нелінійного деформування середовища, довантажувальних сил тертя палі та перерозподілу зусиль при послідовному навантаженні складових елементів фундаменту. Запропонований метод сприяв збільшенню відсоткового значення плитного ростверку у роботі ПФ: для 5d - 3 16% до 31,8%; для 7d - 3 31,4% до 52,8%, порівняно з традиційно навантаженим ПФ.

Визначено, в яких межах навантаження плити та за якої відстані між палями застосування послідовного навантаження елементів ПФ ефективно, що дозволяє максимально використовувати потенціал ґрунтової основи під плитою і проектувати ПФ за раціональними рішеннями.

Таким чином, розроблено рекомендації щодо коригування чутливих параметрів HS-моделі ґрунтового середовища, які дозволяють адекватно прогнозувати осідання основи ПФ для варіантного проектування.

Ключові слова: послідовне навантаження елементів пальового фундаменту, довантажувальні сили тертя, числове моделювання, чутливі параметри HS-моделі ґрунтового середовища.

ABSTRACT

Kovba V.V. Redistribution of forces in pile foundation under the load sequence of its elements. – Qualifying scientific work as a manuscript.

Thesis for a Candidate degree in Technical Sciences, specialty 05.23.02 – Bases and foundations (19 – Architecture and Construction). – State Higher Educational Establishment «Prydniprovs'ka State Academy of Civil Engineering and Architecture» of Ministry of Education and Science of Ukraine, Dnipro, 2018. The research deals with the improvement of numerical simulation method for pile foundation and soil basement interaction. The method is based on nonlinear deformation of the surrounding soil, negative skin friction of piles and forces redistribution under the load sequence of pile foundation elements.

The results of laboratory tests, where pile foundation segments were loaded both in a traditional way and under successive loading of every element (two load combinations), have been presented in the research. In the first load combination a plate not connected to a pile was loaded at first. After that the load was put on a plate connected to a pile. In the second load combination a plate was loaded at first, then a pile was loaded and finally, the load was put on a plate connected to a pile.

In the course of investigation two laboratory experiments were conducted: in the conditions of flat and volume tanks. Construction of the flat tank with transparent plexiglass wall allowed to observe soil displacement clearly. Fine sand with broken structure was used in the experiments. It was layered and tamped with manual stamper up to $\rho_d=1,49$ g/cm³, e = 0,78.

Photographic evidence method was applied to monitor the changes in soil deformation. Pile movement was recorded when the plate segment not connected to the pile was loaded. It was the result of soil displacement to a depth of 1,2-1,8b under the plate (*b* – plate width) due to negative skin friction around the pile.

The tests in a flat tank made possible to record conditional neutral plane. Vector change of frictional forces was also observed, which is opposite to successive loading of pile foundation elements. Moreover, in the second loading combination vector was changed three times. In this combination the lower pile end was more efficient (load-bearing) than in traditionally loaded pile foundation or in the first loading combination.

If a traditionally loaded pile foundation segment is taken as 100 %, the load sequence of pile foundation elements help reduce general settlement under the condition of equal maximum loads. Settlement of pile foundation segment in the

first load combination was less by 11,7 % whereas it was less by 20,4 % in the second combination.

The models of pile foundation segments for laboratory tests in a volume tank were implemented according to analytical method. A square cell with a pile in the center was highlighted on a plan of a pile foundation. The outer border of a cell could be changed into circle due to asymptotic simplification. Based on pile diameter (*d*) and conditional distance between piles, there are three dimensions of pile foundation segments – 3d, 5d and 7d, (75, 125 and 175 mm respectively). Pile diameter is 25 mm, its length is 640 mm.

A 500×800mm volume metal tank was filled with broken structure fine sand layers 20 mm each. The sand was tamped with manual stamper (dry soil density is ρ_d =1,52 g/cm³ with water content of W=0,06, e=0,74).

The tests of traditional loading, as well as the first and second loading combinations were conducted for the plates of every size.

The tests were carried out to get stable settlement value of \approx 7 mm. It was found out that maximum pile displacement value (provided by negative skin friction) can be recorded for 175 mm pile.

Having compared test results according to loading rate, it is possible to state that a pile foundation segment with load sequence of its elements can bear more load. A pile foundation segment with the second loading combination can carry more load than with the first loading combination. The maximum possible load increased by 13 % for the pile foundation segment with 5d – plate.

The research also provides findings concerning the static load influence of a plate (not connected to a pile) on a pile displacement and changes of soil characteristics under the plate. They were obtained in field tests on a construction site in Yubileyne, Dnipropetrovs'k region. A full-scale model of plate segment $(2600 \times 2600 \text{ mm}, \text{thickness } 200 \text{ mm})$ with a hole around experimental pile (length – 8,5 m, profile $350 \times 350 \text{ mm}$) was developed.

The experiment was focused on monitoring pile displacement (not

connected to a plate) as well as surrounding 9,5 m – length piles at a distance of 2,5-3 m from experimental pile.

The plate was loaded stepwise – 292,4, 180 and 170 κ N, with total load of 64,2 t. Taking into account the plate weight and loads, total distributed load was 97,2 κ N/m².

In the course of experiment the displacement of experimental pile (17 % of total settlement) as well as pile displacement at the distance of 3 m (6,3 % of total settlement) was observed due to negative skin friction.

Dynamic penetration test and laboratory soil column tests were used to research changes in soil characteristics under the plate. As a result, it was found out that plate load enhance soil characteristics (density, void ratio) and leads to higher penetration resistance under the plate to a depth of 0,7b under the plate. (b – plate width, b=2,6 m.

The investigation also provides some results concerning the influence of grillage load sequence and experimental pile, which are not connected, on their displacement in the construction of a high-rise building in Dnipro.

Indeed loading of a pile not connected to a grillage was implemented with static jack pile loading in two stages. At the first stage the grillage was loaded with 3-storey building frame, at the second stage – with the load of 18 floors. The pile was left unloaded for a long time after each stage (more than 150 and 600 days, respectively).

The II^d stage showed settlement reduction by 54% with the load of 3 200 kN (equals to maximum value of load at the Ist stage). It proved a lower rate of plastic flow during stage I. Load increase by 600 kN was also recorded (to max value of 3800 kN) in comparison to maximum load rate at the Ist stage with the difference of 18,75 %.

Settlement control of a high-rise building pile foundation, as well as pile monitoring have shown that pile displacement is possible without a load due to negative skin friction and equals to 4,77 mm. It is almost 30 % of maximum grillage foundation settlement rate, which was 16,5 mm.

The conducted laboratory and field tests for interaction assessment of base and pile foundation elements, which were successively loaded (and not connected at the initial stage) demonstrated and proved that pile displacement depends on grillage load intensity. It allows to control and manage the displacements.

Numerical modeling of pile foundation elements, which were not connected, under certain load sequence was conducted in a set of experiments in the research.

Two software packages – Plaxis 3D and Ansys were used to study redistribution of negative skin friction on a lateral surface of a pile caused by changing load on a plate with a hole not connected to a pile by means of numerical simulation of stress and train state of their base.

Based on simulation results in Plaxis 3D and full-scale test findings, settlement difference of a plate, not connected to a pile, made 2,5 %, settlement difference of experimental pile was 1,2 % and surrounding piles at certain distance -6,5 %.

Divergence of the results in Ansys was no more than 10%. Similar results indicated correctly identified parameters of hardening soil model, correct load distribution on lateral pile surface. Neutral plane under maximum load of 97,2 κ N/m² was recorded at a depth of 1,5*b* under a plate (*b* – plate width).

Asymptotic method in Maple software was used to analytically solve one more task concerning negative skin friction under the load of plate, which is not connected to a pile. The results are similar to experimental and numerical simulation data.

Simulation results of stress and strain state of grillage base and pile, not connected to each other, under their successive loading in real construction environment have been described. Settlement difference was obtained by correlating results and made 4-11 %, which shows accurately selected responsive parameters of HS-model of soil environment.

Recommendations for identifying initial HS model parameters to model pile foundation elements under load sequence in Plaxis 3D software package were developed. They enable to predict basement settlement of pile foundation for numerical simulation and trial design.

A model problem on interaction between pile foundation segments and a pile for plates of 3 various sizes (3d, 5d, 7d) and different loads was solved. Better characteristic values of soil properties were taken into account after the plate and the pile were connected and unified.

It was found out that load sequence of pile foundation elements enabled forces redistribution, reduced forces on piles and increased the percentage value of grillage in pile foundations. This allows us to increase total loads on pile foundation or to reduce the number of piles in the design of traditionally loaded pile foundations.

Due to settlement reduction and load increment in comparison to the traditional way of pile foundation loading, it made possible to exploit pile foundation instead of group of piles.

Numerical simulation method for interaction assessment of pile foundation and soil basement was improved on the basis of elaborated recommendations and obtained solutions. As the result of the proposed method application, grillage percentage value in pile foundation increased as follows: for 5d – from 16 % to 31,8 %; for 7d – from 31,4 % to 52,8 %, comparing to traditional loading way of pile foundation.

Efficient plate load capacity and effective distance between the piles under successive loading of pile foundation elements were determined. It made possible to maximize basement soil potential under the grillage and to design pile foundations rationally.

Key words: load sequence of pile foundation elements, negative skin friction, numerical simulation, responsive parameters of HS-model of soil environment.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

 Седин В.Л. Применение модели упрочняющегося грунта в численном моделировании буроинъекционной сваи большого диаметра / Седин В.Л., Бикус Е.М., Ковба В.В. // Геотехника. – Москва, 2014. – № 4. – С. 32-40.

2. Сєдін В.Л. Асимптотичний метод для оцінювання напруженодеформованого стану основ пальових фундаментів / В.Л. Сєдін, В.В. Данішевський, К.М. Бікус, **В.В. Ковба** // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ, 2015. – № 2. – С. 10-19. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

3. Сєдін В.Л. Моделювання НДС основи буроін'єкційної палі, нез'єднаної з ростверком, при повторних статичних навантаженнях / Сєдін В.Л., Бікус К.М., **Ковба В.В.**, Волнянський Ю.Ю. // Будівельні конструкції. Вип. 83 : Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». – Київ, 2016. – Кн. 2. – С. 236-243.

4. Сєдін В.Л. Лоткові дослідження напружено-деформованого стану основи пальового фундаменту при поетапному навантаженні його елементів / Сєдін В.Л., Бікус К.М., Ковба В.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Стародубовские чтения 2017» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 96. – С. 145-150.

5. Сєдін В.Л. Лоткові дослідження зміни дотичних напружень вздовж палі, яка попередньо нез'єднана з фрагментом ростверку / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, **В.В. Ковба** // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Инновационные технологии

жизненного цикла объектов жилищно-гражданского промышленного и транспортного назначения» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 100. – С. 146-153.

6. Сєдін В.Л. Моделювання напружено-деформованого стану основи фрагменту пальового фундаменту при навантаженні ростверку, нез'єднаної з палею, у натурних умовах / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, **В.В. Ковба,** Ю. Ю. Волнянський // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 101. – С. 190-197.

7. Sedin V. Investigation of redistribution of pile foundation forces under successive loading of its elements / V. Sedin, K. Bikus, V. Kovba // Civil and Environmental Engineering Reports. – 2017. – №(27) 4. – Р. 121-129. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Web of Science).

8. Сєдін В.Л. Дослідження деформованого стану основи фрагменту пальового фундаменту при поетапному навантаженні його елементів у лотку / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, **В.В. Ковба** // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпро, 2017. – № 4. – С. 18-28. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

9. Бікус К.М. Аналітичний метод розрахунку напруженодеформованого стану основи одиночної палі / К.М. Бікус, **В.В. Ковба**, В.Л. Сєдін // Матеріали всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 17 грудня 2014 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. – С. 79-81. 10. Ковба В.В. Числове моделювання напружено-деформованого стану основи пальового фундаменту при окремому навантаженні його елементів / В.В. Ковба, К.М. Бікус, В.Л. Сєдін // Зб. наук. праць за матеріалами ІІІ Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 25 листопада 2016 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 100-102.

11. Ковба В.В. Напружено-деформований стан основи фрагменту пальового фундаменту при послідовному навантаженні елементів у лабораторних умовах / В.В. Ковба, К.М. Бікус, В.Л. Сєдін // Зб. наук. праць за матеріалами IV Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 27 квітня 2017 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 55-58.

12. Сєдін В.Л. Натурні дослідження деформацій фрагменту пальового фундаменту при статичних навантаженнях ростверку, нез'єднаного з палею / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, В.В. Ковба, Д.В. Кононов // Proceedings of the Second International Conference Challenges in Geotechnical Engineering 2017, 20-23 November 2017 / Kyiv National University of Construction and Architecture. – Kyiv: KNUCA, 2017. – C. 112-113.

13. **Kovba V.V.** Application of the hardening soil model for numerical simulation of staged loading of pile foundations' elements / Kovba V.V. // Conference program and proceedings International scientific-practical conference of young scientists «Build-Master-Class-2017» 28.11-01.12.2017 / Kyiv National University of Construction and Architecture. – Kyiv: KNUCA, 2017. – C. 196-197.

3MICT

	Стор.
ПЕРЕЛІК	УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СКОРОЧЕНЬ ТА ПОНЯТЬ 21
ВСТУП	
РОЗДІЛ 1	АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД РАЦІОНАЛЬНИХ РІШЕНЬ
	ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ І ДОСЛІДЖЕНЬ
	ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ МІЖ ЇХ ПОСЛІДОВНО
	НАВАНТАЖЕНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ 31
1.1	Довантаження паль і їх переміщення від дії негативного
	тертя (додаткових дотичних напружень) 31
1.2	Раціональні конструктивні рішення пальових фундаментів
	і методи послідовного навантаження їх складових
	елементів
1.3	Лабораторні модельні експерименти і фізичне
	моделювання процесу взаємодії елементів фундаменту з
	ґрунтовим середовищем 49
1.4	Числові методи механіки суцільного середовища для
	оцінки НДС основ пальових фундаментів 54
1.5	Моделі ґрунтового середовища, які застосовуються для
	числового моделювання у сучасних геотехнічних
	програмних комплексах 58
Висновки ,	до розділу 1 63
РОЗДІЛ 2	МОДЕЛЬНІ ЛАБОРАТОРНІ ВИПРОБУВАННЯ
	ФРАГМЕНТІВ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ПРИ ЗМІНІ
	ПОСЛІДОВНОСТІ НАВАНТАЖЕНЬ ЇХ СКЛАДОВИХ
	ЕЛЕМЕНТІВ 65
2.1	Випробування фрагментів пальового фундаменту в умовах
	плоского лотку

2.1.1	Планування та методика випробувань в умовах плоского	
	лотку	57
2.1.2	Випробування фрагменту пальового фундаменту,	
	навантаженого традиційним способом, у плоскому лотку	69
2.1.3	Випробування фрагментів пальового фундаменту за	
	I комбінацією навантажень у плоскому лотку	71
2.1.4	Випробування фрагментів пальового фундаменту за	
	II комбінацією навантажень у плоскому лотку	74
2.2	Випробування фрагментів пальового фундаменту в умовах	
	об'ємного лотку	81
2.2.1	Планування та методика випробувань в умовах об'ємного	
	лотку	81
2.2.2	Випробування фрагментів пальового фундаменту,	
	навантаженого традиційним способом, в об'ємному лотку	85
2.2.3	Випробування фрагментів пальового фундаменту за	
	I комбінацією навантажень в об'ємному лотку	86
2.2.4	Випробування фрагментів пальового фундаменту за	
	II комбінацією навантажень в об'ємному лотку	90
2.2.5	Порівняння результатів випробувань фрагментів пальового	
	фундаменту в об'ємному лотку	94
Висновки ;	до розділу 2	97
РОЗДІЛ З	ВПЛИВ ПОСЛІДОВНОГО НАВАНТАЖЕННЯ	
	НЕЗ'ЄДНАНИХ МІЖ СОБОЮ ЕЛЕМЕНТІВ	
	ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ НА ЇХ ПЕРЕМІЩЕННЯ У	
	НАТУРНИХ УМОВАХ	99
3.1	Вплив статичного навантаження плити, нез'єднаної з	
	натурною палею, на переміщення палі і зміну	
	характеристик ґрунту під плитою	99

3.1.1	Загальна характеристика та інженерно-геологічні умови	
	дослідного майданчику	99
3.1.2	Технологічна послідовність проведення натурного	
	повномасштабного експерименту	102
3.1.3	Зміна фізичних характеристик ґрунтів основи після	
	навантаження плити, нез'єднаної з палею	112
3.2	Вплив послідовного навантаження плитного ростверку і	
	окремо палі, нез'єднаних між собою, на їх переміщення в	
	умовах реального будівництва	127
Висновки	до розділу 3	135
РОЗДІЛ 4	ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НДС ОСНОВИ	
	НЕЗ'ЄДНАНИХ МІЖ СОБОЮ ЕЛЕМЕНТІВ	
	ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ, ПОСЛІДОВНО	
	НАВАНТАЖЕНИХ В НАТУРНИХ УМОВАХ	137
4.1	Числове моделювання зміни довантажувальних сил тертя	
	на бічній поверхні палі від навантаження фрагменту плити,	
	нез'єднаної з натурною палею, у ПК Plaxis 3D	138
4.2	Числове моделювання зміни довантажувальних сил тертя	
	вздовж бічної поверхні палі від навантаження фрагменту	
	плити, нез'єднаної з натурною палею, у ПК Ansys	150
4.3	Аналітичний розв'язок перерозподілу дотичних напружень	
	вздовж палі при статичному навантаженні нез'єднаної з	
	нею плити	154
4.4	Числове моделювання НДС основи послідовно	
	навантажених нез'єднаних між собою плитного ростверку і	
	натурної палі	162
Висновки	з розділу 4	165

РОЗДІЛ 5 РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ
ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ
ПОСЛІДОВНО НАВАНТАЖЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ
ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ З ҐРУНТОВОЮ
ОСНОВОЮ 167
5.1 Удосконалення методу числового моделювання взаємодії
послідовно навантажених елементів пальового
фундаменту для ПК Plaxis 3D 169
5.2 Залача про перерозполіл зусиль у фрагменті пальового
фунламенту з олнією палею у ПК Plaxis 3D 172
5 3 Залача про перерозполія зусиль у пальовому фундаменті з
групи паль навантаженого за I комбінацією у ПК Plaxis 3D 185
5.4 Задана про перерозполіц эхонни у паціого у ПКТ нахіз 5D 105
5.4 Задача про перерозподіл зусиль у пальовому фундаменті з
групи паль, навантаженого за п комоїнацією у пк ріахіз 5D197
5.5 Порівняння результатів числового моделювання
перерозподілу зусиль в палях у ПК Plaxis 3D з натурними
даними 199
5.6 Моделювання НДС взаємодії пальово-плитного
фундаменту з ґрунтовим масивом у ПК Plaxis 3D 201
5.7 Область і обмеження застосування залежностей, які
отримані в роботі 207
Висновки з розділу 5 210
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ 212
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ
ДОДАТКИ
ДОДАТОК А. АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ 236
ДОДАТОК Б. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ, СКОРОЧЕНЬ ТА ПОНЯТЬ

- *L* відстань між палями;
- *b* ширина плити (фрагменту плити);
- а радіус палі;
- *v* коефіцієнт Пуассона;
- *d* діаметр поперечного перерізу паль;
- *R* радіус комірки періодичності;

γ_{un sat} – питома вага ґрунту вище рівня ґрунтових вод;

γ_{sat} – питома вага ґрунту нижче рівня ґрунтових вод;

*E*_{oed} ^{*ref*} – дотичний модуль деформації при компресійних випробуваннях;

E_{ur}^{ref} – модуль деформації при розвантаженні / повторному навантаженні;

т – ступінь жорсткості, для гіперболічної залежності від напружень;

с_{ref} – питоме зчеплення;

 φ – кут внутрішнього тертя;

 ψ – кут дилатансії;

v_{ur} – коефіцієнт Пуассона при повторному навантаженні;

Ко – коефіцієнт бічного тиску;

 R_{inter} – коефіцієнт зниження міцності (для ПК Plaxis 3D);

Р_{тах} – максимальне навантаження на пальовий фундамент;

*P*_{*nл*} – навантаження на плиту ростверку;

 P_n – навантаження на палю;

S – осідання палі;

- *S_u* граничне значення деформації основи;
- *α* коефіцієнт зниження міцності (для ПС Maple);
- *G* модуль зрушення ґрунту;
- σ нормальне напруження;
- *σ*_{*p*} напруження під плитою ростверку;
- σ_0 початкове напруження;

 τ – дотичне напруження;

*p*_d – умовний динамічний опір ґрунту зондуванню;

е-коефіцієнт пористості;

Е – модуль деформації;

 ρ – щільність ґрунту;

f – сили тертя, що розвиваються вздовж бічної поверхні палі, спрямовані вертикально вгору;

POP (від англ. pre-overburden pressure) – коефіцієнт тиску попереднього ущільнення від покривних шарів;

OCR (від англ. over consolidation ratio) – коефіцієнт переущільнення ґрунту;

МСЕ – метод скінченних елементів;

НДС – напружено-деформований стан;

ПК – програмний комплекс;

ПС – програмне середовище;

ПФ – пальовий фундамент;

 $\Phi\Pi\Phi$ – фрагмент пальового фундаменту, який являє собою умовно виділену у плані плитного ростверку пальового фундаменту комірку з розташованою в центрі палею (зовнішня границя квадратної комірки замінювалась окружністю радіусом *R* у відповідності до аналітичного методу);

СЕ-модель – скінченно-елементна модель;

HS-модель (від англ. Hardening Soil Model) – пружно-пластична модель грунтового середовища зі зміцненням грунту (використовується у програмному комплексі Plaxis 3D);

довантажувальні сили тертя – сили, що виникають на бічній поверхні паль при осіданні ґрунтової основи навколо них у разі, якщо осідання навколо пальового ґрунту перевищує осідання паль, і спрямовані вертикально вниз, довантажуючи палі.

ВСТУП

Актуальність теми. Для ретельного врахування фактичних деформацій, зокрема нерівномірних осідань, багатоповерхових будівель у складних геологічних умовах зазвичай застосовують пальові фундаменти (ПФ) з плитними ростверками під всю будівлю чи під її частини з найбільш зосередженими навантаженнями від конструкцій. При проектуванні ПФ інженери постійно балансують між створенням ПФ високого рівня надійності та використанням максимального геотехнічного потенціалу грунтового масиву.

Осідання будівель з ПФ набагато менші за допустимі значення, нажаль, свідчать про значні перевитрати ресурсів на зведення фундаментів і формування в ґрунтовій основі таких ПФ невикористаних резервів несучої здатності. Накопичення резервів закладено в самій ідеї роботи пальового фундаменту, навантаженого традиційним способом. Плитний ростверк, як складова ПФ, найбільш схильний до накопичення резервів, через те що він включається в роботу в останню чергу (і при значних осіданнях) після бічної поверхні та нижнього торця паль.

У багатьох країнах світу раціональним рішенням є включення в роботу ростверку та регулювання напружено-деформованого стану (НДС) основи ПФ, але сьогодні в Україні не існує єдиного підходу і нормативної документації щодо проектування і методів розрахунку ПФ з поступовим включенням в роботу окремих складових. Моделювання такої геометрично змінної системи неможливе без використання методів, числових реалізованих у сучасних програмних комплексах. Сутність проблеми полягає в тому, що стандартні алгоритми геотехнічних програм не пристосовані до розв'язання задачі з послідовним навантаженням елементів ΠФ. Тому науково обґрунтоване удосконалення методу числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою, з

урахуванням послідовного навантаження його складових елементів, є актуальною науково-прикладною задачею.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дослідження, викладені в дисертації, виконані згідно з напрямом наукової роботи кафедри основ і фундаментів ДВНЗ ПДАБА, відповідно до програми науково-дослідної роботи «Управління параметрами фундаментів та характеристиками ґрунтових основ для мобілізації їх максимального потенціалу під час будівництва та експлуатації об'єктів» (№ держреєстрації 0116U000777, рівень участі дисертанта – виконавець).

Мета і завдання дослідження. Метою дисертаційної роботи є вдосконалення методу числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з основою з урахуванням послідовного статичного навантаження його складових елементів, застосування якого дозволить збільшити загальні навантаження на фундамент або зменшити параметри фундаменту при проектуванні.

Для досягнення цієї мети поставлені наступні задачі:

– проаналізувати раціональні конструктивні рішення пальових фундаментів і способи включення в роботу плитних ростверків та регулювання НДС основ таких фундаментів, а також теоретичні та експериментальні роботи з дослідження зусиль і тертя, що виникають вздовж бічної поверхні палі при навантаженні поверхні грунту довкола паль;

– розробити моделі фрагментів пальового фундаменту (ФПФ) і дослідити їх поведінку при навантаженні традиційним способом та з послідовним навантаженням кожного складового елементу ФПФ в лабораторних умовах плоского і об'ємного лотків, а також порівняти результати за такими показниками, як осідання і величина навантаження;

– розробити повномасштабну модель фрагменту плити з отвором,
нез'єднаної з натурною дослідною палею, і дослідити вплив навантаження

тільки плити на переміщення палі та зміну характеристик ґрунту під плитою в польових умовах;

– виконати теоретичне дослідження перерозподілу зусиль по бічній поверхні палі та зміни довантажувальних сил тертя від навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, шляхом числового моделювання НДС їх основи в програмних комплексах (ПК) Plaxis 3D та Ansys, і порівняти з натурними даними та аналітичним розв'язком асимптотичним методом;

– експериментально дослідити вплив послідовного навантаження плитного ростверку і окремо палі, нез'єднаних між собою, на їх переміщення у натурних умовах реального будівництва, виконати числове моделювання НДС їх основи у ПК Plaxis 3D і порівняти результати;

– розробити рекомендації щодо ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища і врахування дії довантажувальних сил тертя для удосконалення методу числового моделювання взаємодії з послідовно навантаженими елементами пальового фундаменту у ПК Plaxis 3D, розв'язати тестові та контрольні задачі;

 впровадити результати досліджень у практику геотехнічного проектування, зокрема при виконанні варіантного числового моделювання у ПК Plaxis 3D і раціоналізації проектних рішень пальових фундаментів.

Об'єкт дослідження – процеси взаємодії нез'єднаних між собою елементів пальового фундаменту з ґрунтовою основою при послідовному статичному навантаженні, яке продовжується після жорсткого з'єднання елементів в єдину конструкцію.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан ґрунтової основи і залежність зміни параметрів моделі ґрунтового середовища від зміни послідовності статичного навантаження та перерозподілу зусиль у складових елементах пальового фундаменту.

Методи дослідження: стандартні методи модельних лабораторних і натурних досліджень поведінки складових елементів ПФ під дією статичних

навантажень; метод скінченних елементів (МСЕ) для числового моделювання ПФ за допомогою програмних комплексів Plaxis 3D та Ansys; асимптотичний метод для визначення довантажувальних сил тертя палі при статичному навантаженні плити, що нез'єднана з нею; аналітичні методи для порівняння результатів числових розрахунків і аналітичних розв'язків із даними лабораторних і натурних досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів:

 встановлено особливість перерозподілу зусиль між групою паль і ростверком при послідовному навантаженні складових елементів пальового фундаменту, що зменшує зусилля в палях і підвищує відсоткову участь плитного ростверку в роботі пальового фундаменту;

– вперше виявлено ефект впливу послідовного навантаження елементів пальового фундаменту (на початку нез'єднаних між собою) на перерозподіл зусиль між групою паль і ростверком, що дозволяє збільшити загальні навантаження на фундамент або зменшити кількість паль при проектуванні, в порівнянні з пальовим фундаментом, навантаженим традиційним способом;

– отримано нові дослідні залежності «навантаження – осідання» для фрагменту пальового фундаменту в польових умовах, в якому послідовно навантажувалась плита, нез'єднана з палею, що дозволило зафіксувати залежність осідань палі від осідань плити, підтвердити можливість контролювати такі переміщення та управляти ними, а ефект довантаження паль за таких умов вважати корисним;

– удосконалено метод числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою з урахуванням нелінійного деформування середовища, довантажувальних сил тертя палі та послідовного навантаження складових елементів фундаменту, який полягає у відборі характеристик в межах скінченних елементів після навантаження кожного складового елементу пальового фундаменту незалежно від іншого, перенесенні цих даних на еквівалентну скінченно-елементну модель і навантаженні пальового фундаменту, елементи якого жорстко з'єднані між собою;

– дістав подальшого розвитку підхід до контролю вхідних початкових параметрів моделі ґрунтового середовища і виявлено вплив їх зміни на результати розрахунку, що дозволяє ідентифікувати чутливі параметри після навантаження кожного елементу пальового фундаменту та після зміни інтенсивності навантаження, на кожному етапі розрахунку.

Практичне значення одержаних результатів:

– удосконалений метод числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою дозволяє максимально включати та прогнозувати участь плитного ростверку в роботі пальового фундаменту та одержувати кількісну оцінку НДС для варіантного проектування;

– розроблені рекомендації щодо ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища і врахування дії довантажувальних сил тертя для удосконалення методу числового моделювання взаємодії з послідовно навантаженими елементами пальового фундаменту дозволяють розв'язувати задачу, не змінюючи стандартні математичні коди ПК Plaxis 3D;

– визначено, в яких межах навантаження плити і діапазоні відстані між палями застосування послідовного навантаження складових елементів пальових фундаментів ефективне, що дозволяє максимально використовувати потенціал ґрунтової основи під плитою і проектувати за раціональними рішеннями;

– практичні рекомендації щодо числового моделювання пальового фундаменту під вітроенергетичну установку дозволили спрогнозувати передачу навантаження на ґрунтову основу за рахунок плитного ростверку, скоротити кількість паль на етапі варіантного проектування та забезпечити необхідний рівень надійності проектного рішення об'єктів Приморської вітрової електростанції (ВЕС) у Приморському районі Запорізької обл.; – результати досліджень впроваджені в навчальний процес ДВНЗ ПДАБА при викладанні спецкурсів на випусковій кафедрі та виконанні магістерських робіт зі спеціальності «Будівництво і цивільна інженерія».

Особистий внесок здобувача в наукових працях, опублікованих у співавторстві, полягає в:

– плануванні та проведенні модельних лабораторних випробувань ФПФ, статично навантажених традиційним способом і з послідовним навантаженням кожного складового елементу в умовах плоского [44, 101, 102] і об'ємного лотків [104, 165], аналізі та узагальненні результатів.

– плануванні та проведенні повномасштабних натурних досліджень впливу статичного навантаження плити з отвором довкола палі, нез'єднаної з палею, на переміщення палі і зміну характеристик ґрунту під плитою [105], порівнянні з результатами числового моделювання, виконаного у ПК Plaxis 3D [103], а також створенні розрахункових схем і алгоритмів розрахунку;

 удосконаленні асимптотичного методу щодо виявлення значень осьових та бічних напружень вздовж палі та виконанні аналітичних розв'язків і їх порівнянні з числовими експериментами [10, 99];

– геодезичних спостереженнях за переміщеннями плитного ростверку і окремо дослідної палі, нез'єднаної з ростверком, при їх послідовному навантаженні в умовах реального будівництва [100], проведенні статичних випробувань дослідної палі, в т.ч. повторними циклами навантаження [106] та порівнянні з даними числового моделювання, виконаного у ПК Plaxis 3D [43, 100, 106], розв'язанні тестових і контрольних задач.

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи доповідались, обговорювались та одержали позитивні оцінки на наукових конференціях і семінарах: І, ІІІ, IV Всеукраїнських інтернет-конференціях молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва» (м. Полтава, 2014 р., 2016 р., 2017 р.); Дев'ятій всеукраїнській науково-технічній конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування: проблеми, інновації та імплементація Єврокодів в Україні» (м. Дніпро, 2016 р.); Міжнародній науково-технічній конференції «Стародубовські читання» (м. Дніпро, 2017 р.); XV Міжнародній науковопрактичній конференції «Інноваційні технології життєвого циклу об'єктів житлово-цивільного, промислового і транспортного призначення» (м. Львів, 2017 р.); Міжнародній науково-практичній конференції «Geotechnics – XXI» (м. Полтава, 2017 р.); IV Міжнародній науково-практичній конференції «Комп'ютерні системи та інформаційні технології в освіті, науці і управлінні» (м. Дніпро, 2017 р.); Second International Conference «Challenges in Geotechnical Engineering» (м. Київ, 2017 р.); International scientific-practical conference of young scientists «Build-Master-Class-2017» (м. Київ, 2017 р.).

Публікації. Основні положення, результати та висновки дисертаційної роботи опубліковані в 13 наукових працях, у тому числі в 6 статтях у наукових фахових виданнях України (з них 2 – у виданні, включеному до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus), 2 статтях у зарубіжних виданнях (з них 1 – у виданні, включеному до міжнародної наукометричної бази Web of Science Clarivate Analytics), 5 працях апробаційного характеру.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, п'яти розділів, висновків. Загальний обсяг роботи – 240 сторінок, включає 98 рисунків і 26 таблиць, список використаних джерел із 173 найменувань на 22 сторінках і 3 додатки на 5 сторінках.

Робота виконана на кафедрі основ і фундаментів ДВНЗ ПДАБА під керівництвом Заслуженого діяча науки і техніки України, д.т.н., проф. Сєдіна В.Л., якому здобувач висловлює щиру подяку за професійне керівництво, поради та підтримку. Автор також висловлює подяку:

– Проректору з наукової роботи ДВНЗ ПДАБА д.т.н., проф. Савицькому М.В. за можливість проведення модельних досліджень в спеціалізованій лабораторії та можливість брати участь у реальному проектуванні для впровадження результатів досліджень.

– Завідувачу комплексного відділу проблем будівництва в особливо складних інженерно-геологічних умовах НДЧ ДВНЗ ПДАБА (підрозділ №19) д.т.н., проф. Головку С.І. за надання звітів по результатам геотехнічного моніторингу багатоповерхового будинку в м. Дніпро.

– Завідувачу лабораторії дослідження атомних і теплових електростанцій НДЧ ДВНЗ ПДАБА Є.А. Бауску, за представлену можливість користуватися повіреними та атестованими у встановленому порядку вимірювальними приладами та обладнанням.

– Професору кафедри будівельної механіки та опору матеріалів ДВНЗ ПДАБА д.т.н., проф. Данішевському В.В. за надання розробленого методу дослідження крайових ефектів, які виникають в однонапрямлених волокнистих композитах при передачі навантаження від волокон до матриці.

Генеральному директору ПАТ АВП «Содружество»
В.І. Кононову за надану можливість проведення натурного експерименту на майданчику будівництва житлового будинку в мікрорайоні
«Володимирський» в смт. Ювілейне, Дніпропетровської обл.

– Головному інженеру проектів спеціалізованої будівельної організації ТОВ «Гідроспецбудмонтаж» А.М. Мельнику за представлену можливість користуватися ліцензійним програмним комплексом Plaxis 3D Foundation, і надання архівних матеріалів стосовно інженерно-геологічних вишукувань на будівельних майданчиках.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІТИЧНИЙ ОГЛЯД РАЦІОНАЛЬНИХ РІШЕНЬ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ І ДОСЛІДЖЕНЬ ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ МІЖ ЇХ ПОСЛІДОВНО НАВАНТАЖЕНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

1.1 Довантаження паль і їх переміщення від дії негативного тертя (додаткових дотичних напружень)

Палі-тертя частину навантаження від будівлі передають на ґрунти основи частково бічною поверхнею. При цьому сили тертя f, що розвиваються по бічній поверхні палі, спрямовані вгору. Коли палі прорізають свіжий насип або шари ґрунту, в яких не завершився процес консолідації, може виникати додаткове навантаження, що спричиняє осідання цих шарів, і передається на палі силами тертя на їх бічній поверхні спрямованими вниз, що додатково довантажує і переміщує палі. Через це їх називають «негативними» [28] (від дослівного перекладу з *англ. Negative Skin Friction*), і позначають f_n . Цей термін був розповсюджений у публікаціях, минулого століття, наукових роботах і нормах радянського періоду [31, 109].

Відомі вчені Терцагі та Пек [170] є своєрідними відкривачами цього явища, які у 1948 р. запропонували емпіричний підхід у визначенні втягувального навантаження *(від англ. Dragload)* на палю, зокрема теорію, в якій дотичні навантаження задіяні вздовж усієї довжини одиночної палі, припускаючи, що нейтральна площина розташована у несучому шарі, а максимальне значення навантаження, яке втягує палю діє на межі двох шарів. Навантаження, яке втягує палю розраховується за формулою: $P_{max} = p \cdot \tau_f \cdot L$ (де, p – периметр палі; L – глибина занурення палі; τ_f – бічний опір ґрунту).

У 1967 р. було створено метод розрахунку для групи паль. L. Bjerrum зі своїми співробітниками у Норвегії продовжував комплексне дослідження негативного тертя вздовж бічної поверхні одиночних паль, (діаметром 500 мм та довжиною 40 м) на яких були закріплені тензометричні датчики. Палі пронизували слабкі глинисті грунти з рівнем грунтових вод – 2 м нижче поверхні землі [132]. Через два роки після улаштування палі, її переміщення склало 13,7 мм, а осідання навколопальового грунту – приблизно 70 мм. Негативне тертя вздовж бічної поверхні розвивалося дуже швидко, на бічну поверхню палі діяли дуже великі навантаження, що призвели до її переміщення. На основі спостережень за поведінкою дослідних паль було зроблено висновок, що максимальне негативне тертя вздовж бічної поверхні одиночної палі τ можна отримати, за формулою: $\tau = \beta \cdot \sigma'_{\nu}$ (де, σ'_{ν} – напруження від власної ваги грунту), а значення коефіцієнту $\beta = K_0 \cdot tan \varphi'$ (де, K_0 – коефіцієнт бічного тиску грунту; φ' – кут внутрішнього тертя) варіювалась в межах 0,18-0,26.

За результатами експериментів [5, 137] спостерігався процес «зависання» ґрунту навколо куща паль за рахунок дії негативного тертя. Також помічено, що у пальових фундаментах зі значною кількістю елементів, осідання ґрунту навколо внутрішніх паль менше ніж навколо крайніх паль.

H.G. Poulos i N.S. Mattes у роботі [161] представили аналіз навантаження яке втягувало палю не як суцільній елемент, а по частинам. Розрахунок палі проводився з використання методу граничних елементів.

Також вченими було досліджено вплив відносної жорсткості палі, використано співвідношення довжини палі до її діаметра, та визначено вплив коефіцієнту Пуассона ґрунту. У межах дослідження паля була поділена на рівні циліндричні елементи, кожний з яких піддавався рівномірним вертикальним напруженням від центру ваги. Це дозволило отримати вираз для визначення максимального втягувального навантаження: $F_n^m = I_N \cdot E_s \cdot S_0 \cdot L$ (де I_N – фактор впливу втягування; E_s – модуль деформації (пластичний); S_0 – поверхневе переміщення палі; L – довжина палі). В запропонованій моделі розрахунку переміщення між палею та навколишнім ґрунтом було розглянуто шляхом врахування місцевого напруження на контакті «паля – ґрунт», визначеного рівнянням Кулона.

Е.Н. Davis і H.G. Poulos [142] розширили попередню роботу [161], де було враховано ефект розвитку втягувального навантаження з часом. Було введено параметр, який враховував, що грунт повністю насичений і підданий консолідації за рахунок додаткового навантаження. У цьому розрахунку були розглянуті можливості поведінки на границі контакту «паля – грунт». Значення максимального навантаження, яке втягує палю, визначається: $F_n^m = I_N \cdot \Delta P \cdot L^2$ (ΔP – надмірний тиск в порах в процесі та після улаштування палі; I_N – фактор впливу втягування; L – довжина палі). Також авторами було запропоновано використання теорії пластичності, розглянуто швидкість розвитку втягувального навантаження (як і в роботі [131]).

У 1968 р. В. Fellenius розпочав комплексний повномасштабний натурний експеримент [145] з вивчення негативного тертя вздовж бічної поверхні палі у м'яких глинистих грунтах (потужністю 35-40 м), який тривав 43 місяці до 1972 р. У якості дослідних паль використовувалися 2 вдавлювальні палі довжиною 55 м. З інтервалом 10-15 м були встановлені датчики для визначення напруження вздовж стовбура палі [146]. Експеримент проходив у 2 етапи: Етап 1 – вплив улаштування палі з подальшою консолідацією грунту в результаті зміни вологості від 40 % до 80-100 %; Етап 2 – вплив прикладеного навантаження на оголовки паль. Автор зробив висновок, що переміщення палі може розвиватись окремо від реконсолідації після порушення, викликаного вдавлюванням палі [147]. На глибині 20 м від природної відмітки переміщення зафіксовані не були. На основі проведених робіт було зроблено висновок, що всі палі будуть піддаватися дії негативного тертя бічної поверхні під час всього їхнього життя [148, 149], та доведено, що переміщення в 1-2 мм достатньо для активації тертя вздовж бічної поверхні палі, враховуючи різницю жорсткостей палі і ґрунту, в якому відбувається такий відносно невеликий рух. Інколи, надмірне негативне тертя бічної поверхні може бути більше ніж несуча здатність палі. У такому випадку основною проблемою є значне і локальне переміщення частин будинку викликане втягуванням ґрунту.

У роботі [137] зазначається, що явище втягування є причиною зміни структури ґрунту у разі фізичного впливу. Автором був запропонований універсальний підхід для проектування, в якому враховувалися несуча здатність матеріалу палі і її переміщення. Етапи проекту передбачають: визначення нейтральної точки; перевірка несучої здатності палі по матеріалу; визначення переміщення шляхом застосування концепції еквівалентної основи, розташованої на нейтральній площині; перевірка несучої здатності палі.

Розвиток негативного тертя вздовж бічної поверхні паль вважається найбільш розповсюдженою проблемою при проектуванні і будівництві пальових фундаментів V сильностисливих ґрунтах, швидкість де переміщення ґрунту в рази більше порівняно з палею, та при зведенні будівель на фундаментах мілкого закладення можуть виникати значні нерівномірні осідання поблизу будинків на пальових фундаментах [31]. На цих ділянках ґрунт буде прагнути переміститися вниз відносно палі, тертя палі f буде ліквідовано, і весь тиск від будівлі в цій області буде передаватися через нижню частину палі. Це може призвести до розвитку значних нерівномірних осідань паль S, особливо коли під нижнім торцем паль залягають ґрунти, здатні ущільнюватися під дією напружень, що виникають від збільшення навантаження, що передається палями внаслідок тиску від нової будівлі.

З іншого боку, зведення сусідніх будівель на фундаментах мілкого закладення здатні провокувати переміщення не тільки безпосередньо під новими фундаментами, а й на сусідніх ділянках, в тому числі і поблизу існуючих пальових фундаментів [31]. У Києві будівля на 12-метрових палях отримала додаткові осідання і розкриття значних тріщин після появи поряд будівлі з фундаментом на природній основі [31, 91]

Багато вчених наголошують на тому, що необхідно оцінювати додаткове нерівномірне осідання пальового фундаменту, що виникає від дії додаткових напружень і зміни умов передачі тиску за рахунок зменшення опору ґрунту по бічній поверхні паль за рахунок негативного тертя – і це виправдано, через його руйнівну дію (рис. 1.1). Відомі випадки утворення порожнин під плитою ростверку і навіть відривання паль від ростверку (рис. 1.1) [162, 173].



Рисунок 1.1 – Руйнівна дія сил негативного тертя (відривання паль від ростверку): а – фото; б – схема пальового фундаменту [162]. (переклад *авт.*)

В.І. Берманом під керівництвом Б.В. Бахолдіна були проведені комплексні експериментально-теоретичні [6] (лабораторні та польові) дослідження, узагальнення яких дозволило визначити форму поверхні депланованого міжпальового ґрунту під дією сил негативного тертя та

розробити метод розрахунку НДС ґрунту навколо паль. Повномасштабний експеримент з визначення поведінки одиночної палі та куща паль в умовах розвитку негативного тертя, показав, що осідання одиночних паль так і паль в кущі значно менші за осідання навколопальового ґрунту на рівні денної поверхні землі. Довантажувальні сили тертя виникали при осіданні ґрунту навколо паль під дією навантаження від піщаної банкетки з насипного піску, який має форму піраміди висотою 5 м з квадратною основою [7].

У роботі [7] дослідним шляхом було виявлено, що для визначення зони дій сил негативного тертя треба порівнювати не осідання ґрунту та паль, а їх швидкість. Основне осідання навколопальового ґрунту та паль відбулося в перші два місяці спостережень і складало відповідно приблизно 85 та 75% річного осідання. Із цього необхідно відмітити, що при будівництві в таких ґрунтових умовах досить ефективним засобом зменшення сил негативного тертя є попереднє навантаження території.

У роботі М. Bozozuk [133] визначалася несуча здатність палі в умовах впливу дії довантажувальних сил тертя, викликаного переміщенням від навантаження піщаної банкетки висотою 10,7-11,3 м. На момент улаштування металевих паль у вигляді труби d = 324 мм (L = 49 м), існуюча банкетка викликала осідання основи до 1,8 м (значні переміщення ґрунту було помічено за допомогою датчиків до глибини 18 м).

В процесі проведення експерименту було помічено, що осьове напруження в палі від дії довантажувальних сил тертя, викликаного продовженням переміщення ґрунту, яке зросло до 1,52 МН (рис. 1.2б). Після тривалого очікування (10 років) стабілізації переміщення ґрунту (якої так і не вдалося досягти) було проведено циклічне статичне навантаження палі. Результати випробувань палі зображено на рис. 1.2а. Спочатку, навантаження на основу в 1,52 МН було спричинене заповненням труби (палі) бетоном, після чого на палю прикладалося навантаження більше ніж 3 МН до її зриву (який відбувся після перевищення осідань 60 мм). В
результаті випробувань було помічено, що застосування додаткових 24-х циклів навантаження не призвело до подальшого зниження несучої здатності палі.



Рисунок 1.2 – Графік навантаження осідання дослідної палі (а) та перерозподілу дотичних напружень по бічній поверхні палі за даними натурних випробувань (б) [133] (переклад *авт.*)

Бахолдін Б.В. та Берман В.І. у роботі [6] досліджували НДС палі і навколопальового грунту при його осіданні. Для проведення досліду використовувався лоток великого розміру 4×4×8 м, який був наповнений піщаним та заторфованим консолідуючим ґрунтом. Напруження у ґрунті виникало за рахунок прикладання на нього навантаження за допомогою Фіксація жорстких щитів. напружень відбувалась за допомогою тензодатчиків. У ході проведення досліду було виявлено, що на осідання грунту навколо палі впливала паля, тобто грунт затримувався на ній. До того ж коли палю повністю виймали (за допомогою технологічних особливостей стенду) виникало миттєве осідання ґрунту. Було встановлено, що реактивні

сили, які виникають у навколопальовому ґрунті від дії сил негативного тертя розповсюджуються у радіусі 4-5*d* (*d* – діаметр палі).

Необхідно враховувати, що чим менше осідання палі, тим більші сили негативного тертя впливають на неї [31]. Тому потрібно прагнути виключити можливість додаткового довантаження паль.

Сьогодні чинні українські норми, сили, що виникають на бічній поверхні паль при осіданні навколопальового ґрунту і спрямовані вертикально вниз, характеризують терміном «довантажувальні сили тертя» [71], і рекомендують враховувати у випадках: планування території підсипкою товщиною більше 1,0 м; завантаження підлоги складів змінним навантаженням більше 20 кH/м²; завантаження підлоги біля фундаментів змінним навантаженням від устаткування більше 100 кH/м²; збільшення ефективних напружень у ґрунті за рахунок зняття зважувальної дії води при штучному або природному пониженні рівня ґрунтових вод; незавершеної консолідації ґрунтів сучасних і техногенних відкладень; ущільнення незв'язних ґрунтів при динамічних впливах; просідання ґрунтів при замочуванні; впливу нового будівництва [71].

Аналітичний огляд робіт таких вчених, як Б.В. Бахолдін, В.І. Берман, L. Bjerrum, M. Bozozuk, H. Brandl, J.-L. Briaud, B.B. Broms, K.F. Brons, J.J. Correa, M.C. Грутман, B. Fellenius, H.G. Poulos, J.F. Rodriguez, Y.C. Tan, Ю.В. Россіхін та багатьох інших, в яких висвітлено експериментальні і теоретичні дослідження з НДС основ паль та виникнення негативного тертя вздовж їх бічної поверхні (при навантаженні ґрунту довкола паль, виявив що обов'язковим етапом є визначення положення «нейтральної зони», де швидкості переміщення навколопальового ґрунту і палі однакові, для виокремлення зони, де сили тертя змінюють свою направляючу в протилежний бік і довантажують палі. Через розвиток негативних явищ за рахунок довантажувальння паль, значна більшість досліджень направлена на ліквідацію цих сил і врахування заниження несучої здатності паль.

1.2 Раціональні конструктивні рішення пальових фундаментів і методи послідовного навантаження їх складових елементів

Аналітичний огляд сучасного стану використання в геотехнічному будівництві раціональних конструктивних рішень пальових фундаментів, вказує на можливість включення в роботу плитних ростверків під усією будівлею чи під її частиною з найбільш зосередженими навантаженнями від конструкцій. Показники осідань ПФ набагато менші за допустимі значення, яким передують збільшені при проектуванні коефіцієнти запасу, сприяють значним перевитратам ресурсів на зведення фундаментів і загальним витратам на будівництво, у той час коли ґрунтовий масив під будівлю потенційно може сприйняти більше навантаження (чи мати ПФ менших геометричних параметрів).

Привертають увагу дослідження про те, що накопичення резервів несучої здатності пальових фундаментів закладено в самій ідеї їх роботи (при навантаженні класичним способом). Проф. І.П. Бойко зазначає, що пальовий фундамент – це система, ефективність роботи якої залежить від трьох складових: опір ґрунту під нижнім торцем палі, робота на бічній поверхні палі та опір ґрунту під ростверком (рис. 1.3) [з пленарної доповіді проф. Бойка І.П. на Дев'ятій всеукраїнській наук.-техн. конференції «Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування: проблеми, інновації та імплементація Єврокодів в Україні» (м. Дніпро, 3.10.2016 р.)].

Ці складові задіються при різних величинах осідання фундаменту, які можна побачити на рис. 1.3. Враховуючи те, що будівля зазвичай зумовлює якусь одну величину осідання, система пальового фундаменту фізично не може бути мобілізована одночасно, це означає те, що щось обов'язково недораховується, що потенціал інших складових пальового фундаменту (при їх взаємодії ґрунтовою основою) обов'язково використовуються не на повну або взагалі не використовується. Плитний ростверк, як складова ПФ,

найбільш схильний до накопичення резервів несучої здатності, через те що він включається в роботу останній при значних значеннях осіданнях.



Рисунок 1.3 – Схема взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою [з доповіді проф. Бойка І.П. (м. Дніпро, 3.10.2016 р.)]

Це дає змогу зрозуміти, що інженерні засоби включення в роботу ростверку підвищують ефективність пальового фундаменту, яку можна досягти шляхом статичного навантаження плити, нез'єднаної з палями, на початковому етапі будівництва. Тому значна увага приділена огляду взаємодії плитних та пальових фундаментів (де ростверк передає суттєву частину навантаження на ґрунт) з основами, що висвітлено в роботах В.В. Бабанова, В.О. Барвашова, А.О. Бартоломея, Ю.Л. Винникова, В.В. Знаменського, С.І. Головка, А.Л. Готмана, Н.З. Готман, Б.І. Далматова, А.Ж. Жусупбекова, В.В. Знаменського, М.Л. Зоценка, Ю.О. Кірічека, В.М. Митинського, О.В. Новського, О.О. Петракова, О.В. Пілягіна, З.Г. Тер-Р.О. Тімченка. Ю.Ф. Тугаєнка, Мартиросяна, В.М. Улицького, Д.Ю. Чунюка, О.Г. Шашкіна, В.Б. Швеця, R. Katzenbach, M. Randolf, G. Poulos ta inimux [4, 5, 25, 26, 31, 32, 36, 40, 42, 53, 68, 69, 73, 85, 86, 87, 95, 114, 122, 125, 160, 169, 153].

Заслуговує подальшого дослідження пропозиція М.С. Метелюка з влаштування пальових фундаментів методом стадійного завантаження, який передбачає наскрізні отвори в ростверку і його роботу (на першій стадії) як плити (чи стрічкового фундаменту), включення в загальну роботу пальового фундаменту паль після стадійного їх завантаження на другій стадії [60]. Повномасштабні експериментальні дослідження виявили резерв несучої здатності пальових кущів з буронабивних паль (діаметр стовбура 120 мм, довжина 2 м), зокрема кущ з чотирьох паль стадійного завантаження витримував більші навантаження, ніж кущ паль з п'яти паль, навантажений звичайним способом [60].

Викликає інтерес метод попереднього циклічного навантаження паль [134, 135], запропонований австрійським вченим Н. Brandl, що задіє всі несучі палі будівлі та передбачає їх статичне навантаження плоскими домкратами з упором в конструкцію плити ростверку. Попереднє навантаження паль виконують як окремо, так і групами, навантаженням що перевищує величину проектного мінімум на 20 %. Натурні статичні випробування паль, проведені під час підсилення баготопрольотного мосту [20] і зведення 202-х метрової вежі в м. Відень в 1999 р. [135] підтвердили, що під час першого навантаження залежність осідання від навантаження для окремих паль однієї і тієї ж конструкції значно відрізняється. Повторне ж їх навантаження приводить до вирівнювання осідань цих паль.

Дослідження В.І. Крутова [45] стосовно попереднього привантаження фундаментів у витрамбуваних котлованах (розміром по верху 1×1 м, по низу 0,7×0,7 м та висотою 2 м) підтверджують його ефективність, бо його застосування сприяє зменшенню осідань фундаментів в 3-4 рази. Результати випробувань показують, що значна різниця осідань фундаментів при попередньому привантаженні перевищувала майже в два рази (від 96 до 191 мм), додаткові осідання при повторному навантаженні (до 700 кН) різнилися на 8-18 %, а залежності осідання від навантаження мали практично лінійний характер. В.І. Крутов зробив висновок, що попереднє привантаження фундаментів ефективно виконувати навантаженням, яке дорівнює 0,7-0,9 від розрахункового (чи нормативного) навантаження. Ідея стадійного завантаження пальових фундаментів в подальшому вдосконалювалась багатьма дослідниками та винахідниками.

Автори робіт [23, 24] досліджували НДС основи однопальових варіантів комбінованих пальових фундаментів (КПФ), який складається з двох елементів: фундаменту в витрамбованих котлованах (ФВК) та палі. Під час проведення експериментів в різноманітних геологічних умовах було помічено, що на всьому проміжку навантаження КПФ не відбувається чітко вираженого «зриву» по ґрунту.

Ефективним рішенням підвищення несучої здатності палі за рахунок ущільнення навколопальового грунту є «палі з шайбою» [28, 31]. У даному випадку «шайба» є елементом попереднього навантаження навколопальового грунту. Завдяки ухилу граней шайби на 70-80° до її підошви, під час улаштування відбувається ущільнення навколишнього грунту (рис. 1.4). Необхідно відзначити, що передача частини навантаження на ґрунт за допомогою шайби за рахунок привантаження основи сприяє підвищенню несучої здатності і самої палі [28].



Рисунок 1.4 – Схема палі з шайбою: 1 – паля; 2 – конічна шайба [28]

Випробування показали що несуча здатність фундаменту який складається із забивної палі діаметром 30 см довжиною 5 м, залізобетонної конічної шайби діаметром 2 і висотою 0,6 м, зануреної на 1 м в піщаному грунті, в 4 рази перевищує несучу здатність звичайної палі (рис. 1.4).

Подібну конструкцію паль було запропоновано як високоефективну палю-плиту [56]. Сумісна робота опорної плити та стовбура палі підвищує ефективність таких паль, так як за допомогою спирання плити на ґрунт у роботу фундаменту включаються верхні шари.

На першому етапі навантаження плити, нез'єднаної з палями, аналогічно до роботи фундаментної плити на основі армованій палями, а негативне тертя, яке виникло вздовж армованих елементів чи паль використовується як позитивне явище [63, 89]. Коли плита деформується, ущільнюється ґрунт основи навколопальового ґрунту, що сприяє підвищенню несучої здатності палі.

При дослідженні резервів несучої здатності ґрунтових основ пальових фундаментів окремої уваги заслуговують дослідження несучої здатності паль в складі навантаженої конструкції під час будівництва чи після його завершення, для потреб підсилення фундаментів при реконструкції, які викладено в роботах [60, 70, 75, 90, 124].

Слід відзначити роботи І.В. Маєвської та Н.В. Блащук [47, 48, 50], де викладено дослідження підсиленого забивними палями стрічкового фундаменту (ростверки значної ширини якого здатні сприймати частину навантаження). Авторами було помічено, що несуча здатність фундаменту мілкого закладання при підсиленні палями різної довжини (з кроком 3d та 6d) зростає ще до об'єднання паль та існуючого фундаменту в єдину систему пальового фундаменту, несуча здатність ростверку у складі підсиленого фундаменту, перевищує 38 % і залежить від довжини і кроку паль. Також експериментально було доведено, що збільшення відстані між ростверк. Графічні залежності результатів осідань від навантажень моделей стрічкових фундаментів, які підсилювалися палями наведено на рис. 1.5.



Рисунок 1.5 – Графіки [48] залежності «осідання – навантаження» при відсутності з'єднання паль підсилення з фундаментом при кроці паль 3*d* (а) і 6*d* (б): І стадія – робота моделі фундаменту до підсилення; ІІ стадія – робота моделі підсиленого палями фундаменту; 1 – палі довжиною 20 см; 2 – 30 см; 3 – 40 см

Мексиканськими інженерами ще у 1904 р. для палацу парламенту було запропоновано створити конструкцію пальового фундаменту, в якій металеві забивні палі не були з'єднані з плитною частиною ростверку [167]. Така конструкція дозволяла вирішувати регіональні проблеми Мексики, зокрема слабкі глинисті ґрунти і сейсмічна активність.

Для вирішення проблеми будівництва на слабких грунтах були запропоновані конструкції пальових фундаментів, які відрізняються від класичної конструкції, і отримали назву «спеціальні фундаменти» [129, 141] з використанням: паль-тертя; палі-тертя з точковим спиранням (системи телескопічних паль); системи контрольованих паль; системи паралельних дубльованих паль (рис. 1.6). Серед запропонованих конструкцій спеціальних фундаментів особливу увагу привертають системи паль «негативного тертя» та контрольованих паль.



Рисунок 1.6 – Деякі основні системи спеціальних фундаментів: а – палітертя; б – палі-тертя з точковим спиранням (системи телескопічних паль); в – системи контрольованих паль; г – системи паралельних дубльованих паль

Палі «негативного тертя», вістря яких сперте на ґрунти з хорошими значеннями характеристик стисливості вільно проникають через фундаментну плиту з влаштованими отворами [141]. Вони можуть сприяти суттєвому зниженню осідань за рахунок негативного тертя бічної поверхні палі, яке спричиняється комбінованим ефектом переміщення плити та консолідації верхніх шарів ґрунту.

Подібною до попередньої є конструкція так званих «керованих паль», які обладнані у верхній частині з механізмом, що контролює передачу навантаження від будівлі на кожну палю окремо (рис. 1.7) [151]. Розвантажуючи ту чи іншу палю, можна вирівняти крен будівлі. Такими механічними системами свого часу були обладнані тисячі будівель Латинської Америки в процесі їх будівництва та експлуатації (рис. 1.7б).

Далі наведено перелік авторів і винахідників, які вдосконалювали конструкції керованих паль різноманітними механізмами контролю навантажень паль, що активно використовуються і сьогодні. Зокрема, F. Gonzalez запропонував раму для завантаження з підкладками із дерев'яного брусу та металеві тензодатчики [151]; J.J. Correa – раму для

завантаження з домкратом та автоматичним запобіжним регулятором, а плоскими гідравлічними домкратами [141]; J.M. Aguilar згодом 3 удосконалив раму для завантаження з плоскими гідравлічними домкратами та запропонували металеву насадку для верхньої частини палі [126]; M. Aguirre i D. Reséndiz розробили поглинач напружень [127]; A. Jiménez запропонував механічну автоматизовану систему контролю [152]; Girault P. – пересувний розклинював [150]; Rico A. – систему з'єднаних гідравлічних домкратів і елемент з зубцями для передачі напруження [168]; Tamez E. – елемент постійного тертя [172]. Дані механізми можуть бути адаптовані до поглинання напружень різного типу.



Рисунок 1.7 – Контрольоване включення в роботу паль за системою F. Gonzalez: а – схема (переклад *авт.*); б – фото реалізації системи [151]. Ідея стадійного завантаження пальових фундаментів в подальшому вдосконалювалась багатьма дослідниками та винахідниками. Проведені патентні дослідження існуючих способів зведення пальових фундаментів і їх конструкцій, що передбачають відсутність контакту між ростверком і палями і можливість їх окремого навантаження дозволили їх класифікувати за способом включення паль в роботи, зокрема за допомогою: системи упорних балок [169, 167]; системи домкратів [78, 134]; створення заздалегідь передбаченого проміжку між ростверком і палею [79, 73, 81, 95]; заздалегідь передбачених наскрізних отворів у плиті ростверку (рис. 1.8) [77, 80, 82, 83]. З точки зору утворення крену і регулювання нерівномірних деформацій плити на першому етапі, спосіб із заздалегідь передбаченими наскрізними отворами у плиті є більш контрольованим, за рахунок локального включення паль в роботу чи навпаки.



Рисунок 1.8 – Схема пальового фундаменту із наскрізними отворами у плиті (а): 1– ґрунтова основа; 2 – армокаркас; 3 – плита; 4 – наскрізні отвори; 5 – палі; 6 – гідроізоляція [83], та варіант вузла з'єднання палі з ростверком (б): 1 – плита з отвором; 2 – паля; 3 – конічні отвори; 4 – бетон; 5 – арматурні випуски; 6 – арматурні сітки [80].

Також існуючі способи можна класифікувати за черговістю улаштування елементів пальового фундаменту: спочатку паль, навколо яких залишають отвори при бетонуванні плитного ростверку [77]; спочатку плити крізь яку занурюють чи виготовляють палі, для підсилення фундаменту [83].

Розвиток науки і техніки спонукає постійному удосконаленню зазначених способів шляхом їх комбінування і створення більш складних конструкцій плитно-пальових фундаментів, зокрема багатошарових ростверків [83, 125], які виключають розущільнення ґрунту під плитою фундаменту.

Свого часу В. В. Лушніков [73] запропонував спосіб адаптивного управління параметрами фундаментів і основ при будівництві, який передбачає інженерний вплив у будівельний процес безпосередньо в ході зведення об'єкту на основі безперервного моніторингу його НДС. Якщо спостереження можуть зафіксувати підвищені значення і швидкість розвитку осідань, кренів, нерівномірних деформацій тощо, тоді інженерний вплив передбачається тільки у тих областях фундаменту чи основи, де можливе виникнення небезпечної ситуації [73].

Можна стверджувати, що сьогодні будівництво фактично виконується за найгіршим сценарієм, навіть, якщо вірогідність його виникнення мала [73]. У запропонованому способі в проектне рішення можна закласти деякий ризик шляхом, наприклад, зниження коефіцієнтів надійності. Зокрема проект повинен передбачати можливість інженерного впливу на фундамент чи на грунтову основу. Наприклад, стовпчастий фундамент проектувати з можливістю перетворення його або частини в плиту, а плитний фундамент – з можливістю ін'єктування у ґрунт розчину крізь плиту або підсилення палями (вдавленими чи ін'єкційними). Обов'язковою умовою є проведення комп'ютерного аналізу НДС на віртуальний стан об'єкту у зведеному стані за даними постійного моніторингу [26, 36, 95].

На перший погляд запропонована технологія будівництва здається дуже ризикованою і такою, що складно реалізується. Однак вона раціональна і цілком контрольована завдяки інтерактивному зв'язку з проектом і можливістю оперативного втручання у будь-який момент часу, при виникненні критичних ситуацій – розвитку деформацій, за необхідності зміцнити ґрунтову основу чи «добудувати» фундамент до необхідного рівня надійності. Комплекс можливих, але не обов'язково реалізованих заходів з інженерного впливу отримав адекватну назву – «відкладеного рішення» [73].

За аналізом проведеним в [9] стосовно навантаження паль і частин фундаментів, нез'єднаних з ростверком, зустрічаються різні терміни, такі як: «багаторазове навантаження» [12]; «стадійне завантаження» [60]; «повторне вдавлювання»; «попереднє привантаження фундаментів» [32, 45]; «попереднє циклічне навантаження» [20, 135]; «фундаменти з попередньо напруженою ґрунтовою основою» [73, 114] але стрижневою відмінною особливістю цих методів, є те що цикли «навантаження – розвантаження» відбуваються до передачі на пальовий фундамент

1.3 Лабораторні модельні експерименти і фізичне моделювання процесу взаємодії елементів фундаменту з ґрунтовим середовищем

Існують методи лабораторних досліджень, які дозволяють вивчати деформації грунтової основи при взаємодії з навантаженими моделями штампів і фундаментів різних розмірів. Ці методи дозволяють спостерігати за переміщеннями грунту і наочно вивчати деформації [120, 121], за рахунок застосування різних способів: закладення в грунт глибинних марок, фіксаторів деформації та влаштування екранів, рентгенографія, муари, фотограмметрія. Для отримання більш повної картини процесів деформації грунту існують методи спостереження і обчислення напружень у ґрунті: тензометрія, фотопружність, дослідження з використанням еквівалентних матеріалів тощо. Досвід використання наведених методів для лабораторних досліджень описаний в роботах таких дослідників: А.А. Бартоломея, Б.В Бахолдіна, В.П. Диби, М.В. Малишева, С.С. Вялова, А.В. Пилягіна, М.Л. Зоценка., М.В. Малишева та інших [6, 7, 33, 35, 121].

Г.Г. Болдирєв у лабораторних дослідженнях при безконтактному спостереженні (для кількісної та якісної оцінки процесу деформації основи) за переміщенням фіксованих точок ґрунту одночасно використовував метод фотофіксації та фоторгамметрії. Дослідження проводились в лотку із прозорими стінками із оргскла, штампа із сталевої полоси. При цьому зйомка проводилася поетапно, на кожній ступені навантаження після затухання деформацій.

Свого часу, І.П. Бойко [12] сконструював і виготовив спеціальний лоток, який мав прозору стінку із органічного скла для наглядного спостереження за поведінкою елементу зануренням палі і розкриття її наконечника. Дослідження проводилося у піску середньозернистому, вологість якого складала 1%. Для визначення глибини забивання на передню стінку було нанесено сітку з кроком 100×100 мм.

Ю.В. Россіхін використовував грунтовий циліндричний лоток для спостереження за поведінкою паль. Лоток був заповнений піщаним грунтом з пофарбованими прошарками, а в нижній частині лотка знаходився гравій із дробленим парафіном. За допомого механічних особливостей лотку, ґрунт нагрівали до 70°С протягом 2-3 год., що спричиняло ущільнення нижнього прошарку ґрунту. Ґрунт, який деформувався закріпляли плавленою

сумішшю парафіну та солярового масла. Після охолодження закріплений моноліт розрізався з фіксацією положення пофарбованих прошарків по характерним напрямам.

Практично всі дослідження із застосуванням методів фотограмметрії та фотофіксації проводились із піщаним ґрунтом та з використанням фотоапаратів (кадри до деформування ґрунту і після поєднувалися). При цьому приймалися наступні допущення: деформація піску однорідна в межах будь-якого елементу, утвореного чотирма марками; відносні переміщення марки та оточуючих частинок піску відсутні; тертя піску по прозорій стінці лотка не впливає на переміщення марок. Останнє допущення найбільш умовне. Однак якщо розглядати тільки якісну сторону процесу руйнування і деформації основи, то ця умовність допустима.

Одним із ефективних методів перевірки теоретичних і розрахункових засад є проведення експериментів. Не завжди є можливість проведення натурних, або повномасштабних експериментів, які в свою чергу, відзначаються своєю високою вартістю. Тому проведення лабораторних досліджень, а саме фізичного моделювання, актуально до сьогодні.



Рисунок 1.9 – Депланація навколопальового грунту при зануренні одиночної палі (а) та двох паль (в) і при дії негативного тертя на одиночну палю (б) та дві палі (г) [7].

Прикладом фізичного моделювання є експеримент В.І. Бермана, проведений для наглядного спостереження за процесом впливу негативного тертя на поведінку моделей одиночної та групи паль (рис. 1.9) [7].

Будь яке моделювання включає в себе наступні операції: побудова моделі, досконале вивчення характеристик цієї моделі при заданих умовах або впливах і накладання отриманих результатів на об'єкт.

У практиці моделювання більше використовується математична та фізична подібність. Математична подібність може існувати між явищами різної фізичної природи, але описуватися тотожним виразом. Фізична подібність в свою чергу потребує повного або часткового відтворення фізичних процесів, які відбуваються у реальному об'єкті. При цьому натура та модель є однаковими за фізичною природою, тобто відповідні величини моделі і натури відрізняються лише кількісно, але не якісно [119].

Задачею фізичного моделювання є визначення основних характеристик моделі. Як відомо, фізичне моделювання дозволяє з мінімальними затратами провести розробку нових конструктивних рішень [119]. Особливістю фізичного моделювання є те, що для визначення характеристик не потрібно математичного опису процесів [94], достатньо лише мати уяву про механізм (фізичну природу) явищ, щоб правильно розрахувати параметри за даними вишукувань моделі [119].

Фізичне моделювання складається з двох етапів: І теоретичне відтворення на моделі досліджуваного фізичного явища або технічного пристрою (включаючи конструкції) подібного натурному зразку; ІІ виготовлення моделей і виконання на них необхідних спостережень і вимірювань. Фізичне моделювання будівельних конструкцій використовується тоді, коли модель та об'єкт який моделюють має одну й ту саму фізичну природу за умови використання математичного співвідношення. Але, відповідно, всі процеси та моделі фрагментів дослідного об'єкту необхідно відтворювати згідно теорії подібності [119]. Основою фізичного моделювання служить теорія подібності.

При механічному моделюванні розрізняють просту і розширену подібності, які можуть бути і наближеними. Спільними умовами простої і розширеної подібностей є наступні: модель і об'єкт в натурних умовах повинні бути геометрично подібні; діючі на модель навантаження повинні бути подібні навантаженням, які діють на об'єкт в натурних умовах; безрозмірні величини (коефіцієнт Пуассона, коефіцієнт тертя, відносна деформація тощо) повинні бути однаковими; матеріал моделі і натури може бути різним, але в досліджуваній галузі зв'язку напружень і деформацій повинні діяти за законом Гука.

Теоретичною базою побудови та дослідження фізичних молей є аналіз розмірностей та теорії подібності [21, 62, 108, 113], за допомогою якої можливо визначити умови узагальнення даних отриманих під час моделювання, а аналіз розмірів використовується для формування цих умов. Перерахунок даних, отриманих на моделі, на основну споруду виконують на основі теорії подібності.

При моделюванні роботи паль користуються розширеними подібностями [34], які полягають в тому, що коефіцієнти подібності для напружень та модулі пружності різні, причому, в останньому випадку, можуть бути різними і пружними постійні матеріали моделі і натури. При цьому бажано, щоб коефіцієнти Пуассона були однаковими.

Яскравим прикладом фізичного моделювання є експеримент, який проведений під науковим керівництвом І.В. Маєвської зі спостереження за поведінкою підсиленого забивними палями стрічкового фундаменту мілкого закладання у лотку розмірами 1800×1200×1000 мм [51, 52]. В якості ґрунту використовувався пісок середньої крупності. Моделі паль були

виготовлені з дерева квадратного перерізу 20×20 мм, довжиною 200, 300 та 400 мм, а моделі існуючого фундаменту – з металу.

Для досліджень було виготовлено дві металеві моделі існуючого стрічкового фундаменту мілкого закладання. Модель №1 відображає роботу фундаменту при підсиленні палями (з кроком 3*d* та 6*d*) крізь його тіло, а модель №2 – при влаштуванні виносних паль (вона складається з основної частини, що моделює роботу існуючого фундаменту до підсилення, та елементів ростверку для моделювання роботи після підсилення палями).

В процесі досліджень фіксувалися деформації і навантаження на кожну палю. На модель фундаменту прикладалося навантаження, величина якого контролювалась динамометром або манометром (у випадку використання гідравлічних домкратів). Переміщення паль визначалися за допомогою прогиномірів, а для визначення навантаження, що прикладалося на кожну палю, виготовлено спеціальні наголовники з тензодатчиками.

1.4 Числові методи механіки суцільного середовища для оцінки НДС основ пальових фундаментів

Сучасне геотехнічне проектування потребує детального передбачення поведінки конструкцій пальових фундаментів в різноманітних інженерногеологічних умовах. Натурні випробування паль і повномасштабних конструкцій фундаментів важко організувати через фінансову сторону питання, і навіть при їх наявності можна отримати лише частину інформації про грунтовий масив під майбутню будівлю. Варіантне моделювання із застосуванням числових методів значно прискорює процес проектування, знижує його вартість, і дозволяє побачити деформації ґрунтового середовища, як 3D масиву. У відповідності до [71] при складанні розрахункової схеми для моделювання рекомендовано виконувати із застосуванням програмних засобів. Складність геотехнічного моделювання полягає у необхідності застосування спрощених передумов і узагальнення анізотропії ґрунтових масивів до відносно простих моделей. Основні методи, якими сьогодні користуються в інженерній практиці, є метод граничних елементів (МГЕ) [8, 65, 66], метод кінцевих різниць (МКР) та метод скінченних елементів (МСЕ) – що здобув найбільшого поширення через його універсальність.

Ідея МСЕ заснована на тому, що будь-яку безперервну величину, наприклад переміщення, можна апроксимувати дискретною моделлю, скінченне число підобластей якої називаються скінченними елементів (СЕелементи), які створюють систему закріплених вузлів. Даний метод заснований на представленні реальної континуальної конструкції її дискретною моделлю і заміні диференційних рівнянь, що описують напружено-деформований стан суцільних тіл, системою алгебраїчних рівнянь.

Перевагою МСЕ для розв'язання геотехнічних задач є можливість розрахунку взаємодії елементів пальового фундаменту з ґрунтовою основою без поділу на незалежні розрахунки за двома групами граничних станів тощо [22].

Як відомо, на рівні програмного забезпечення, використання МСЕ не можливе без проходження основних етапів (дискретизація, трьох візуалізація), які розрахунок, виконуються окремими модулями: препроцесором (модуль введення даних), процесором (модуль розрахунків); постпроцесором (модуль виводу даних).

Модуль введення даних. Призначений для введення і підготовки усієї інформації, необхідної для рішення задач за МСЕ. Спочатку відбувається опис геометрії моделі, а після – дискретизація об'єктів та призначення вузлових точок. Дискретизація є своєрідною підготовкою розрахункової

моделі, де об'єкти чи система розбиваються на окремі СЕ-елементи, які при цьому, мають свій тип в залежності від форми, набору вузлів та інших специфічних умов.

Модуль розрахунків. Невідомими МСЕ є можливі і незалежні скінченно-елементної моделі переміщення вузлів (СЕ-моделі), які розв'язання визначаються шляхом системи рівнянь, ЩО потребує проходження наступних кроків, які ПК формує і виконує автоматично: запис основних залежностей; запис виразу повної потенційної енергії системи; апроксимація шуканих переміщень; рішення отриманої системи лінійних алгебраїчних рівнянь та кількісної оцінки НДС системи.

Модуль виводу даних. Сьогодні кожний сучасний ПК тримає у собі модулі, або програми постпроцесори, які призначені для відображення інформації у вигляді таблиць та графіків, також результати візуалізують у вигляді ізоліній переміщень, об'ємного зображення моделі по отриманим величинам [67], тобто в найбільш наочній та зручній для сприйняття формі.

застосування MCE [61, 117] є наявність Головною умовою комп'ютерів достатньої потужності i відповідного програмного забезпечення. Стрімкий розвиток обчислювальної техніки і вдосконалення програм дає змогу все ширше вирішувати складний клас задач, як розрахунок плитно-пальових фундаментів. За час свого порівняно недовгого існування МСЕ пройшов через ряд послідовних модифікацій. Зокрема, останнім часом для розрахунку дуже складних конструкцій застосовують так званий метод суперелементів [97].

Через вказані вище можливості МСЕ знайшов гідне застосування в геомеханіці [38, 76]. Врахування неоднорідності і анізотропії ґрунтової основи, початкового напруженого стану, форми і глибини закладення фундаменту, спільної роботи системи «основа – фундамент – надземні конструкції», тимчасових властивостей ґрунту, дозволяє визначити МСЕ. Особливі можливості надає МСЕ при вирішенні пружно-пластичних задач,

дозволяючи значно наблизити теоретичні розрахунки до реальних деформацій ґрунту під навантаженням, що має як відомо, нелінійний характер.

Серед відомих програмних комплексів в основу яких покладено метод MCE слід виділити: ABAQUS, ANSYS, midasGTS, Plaxis 3D, SOFISTIK, VESNA, Z-soil та ін.

На розвиток числових методів розрахунку значно вплинули наступні вчені: І. П. Бойко, А.С. Городецький, А.С. Моргун, В.О. Сахаров, В.Н. Парамонов, А.В. Перельмутер, Д.М. Шапіро та інші [14, 16, 65, 57, 76, 84,87,88,123].

1.5 Моделі ґрунтового середовища, які застосовуються для числового моделювання у сучасних геотехнічних програмних комплексах

Найпоширенішою моделлю деформування грунтового середовища є *ideaльна пружно-пластична модель Кулона-Мора*, яка являє собою базову модель з фіксованою поверхнею текучості, яка повністю визначається параметрами моделі і не залежить від пластичного деформування [138]. Для пружно-пластичної моделі Мора-Кулона необхідно всього чотири параметри які можуть бути визначені стандартними випробуваннями зразків ґрунту (характеристики міцності та деформування): модуль деформації (*E*); коефіцієнт Пуассона (*v*); питоме зчеплення (*c*); кут внутрішнього тертя (φ).

Ця модель описує співвідношення між напруженнями та деформаціями пружною та ідеально пластичною стадіями роботи масиву ґрунту, що показано кривою на рис. 1.10. Напруження прямопропорційне деформації, до поки не досягло граничних напружень, після чого крива повністю стає горизонтальною.



Рисунок 1.10 – Крива залежності напруження-деформація моделі Кулона-Мора [54]

Критерій руйнування Кулона-Мора описує наступне рівняння $|f| = f(\sigma)$

Простішим виглядом огинаючої руйнування Мора є пряма лінія, яка визначається з умови.

$$|\tau| = \sigma (tg\phi) + c$$

Хоч ідеальна пружно-пластична модель використовується багатьма сучасними геотехнічними програмами, вона має ряд значних недоліків, зокрема використання однакового значення модуля деформації як для процесу початкового навантаження, розвантаження і подальшого навантаження; друге головне напруження σ_2 ($\sigma_2 \ge \sigma_2 \ge \sigma_2$) не впливає на руйнування матеріалу; меридіани і гранична огинаюча кругів Мора є прямими лініями.

За [71] рекомендовано розрахунок фундаменту в загальній розрахунковій схемі виконувати з використанням нелінійної залежності «напруження (тиск) – деформація (осідання)» з урахуванням величини

навантаження і властивостей ґрунтів основи.

Принципам роботи нелінійних моделей ґрунту присвячені роботи багатьох вчених В.А. Барвашова [2, 3], А.О. Бартоломея, І.П. Бойка [11, 12, 13], Ю.Л. Винникова [22], Ю.К. Зарецького [37], М.Л. Зоценка, А.С. Моргун [65, 66], В.О. Сахарова, З.Г. Тер-Мартиросяна [115], В.М. Улицького [118] та інших.

Серед нелінійних моделей ґрунту, що застосовуються для числових розрахунків, необхідно виділити *нелінійну пружно-пластичну модель зі зміцненням ґрунту* (HS-модель), яка була розроблена в 1999 році [163] на базі теорії пластичного ущільнення і вона є удосконаленою моделлю, призначеною для моделювання поведінки різноманітних типів ґрунтів, як слабких, так і міцних [164]. Питаннями порівняння результатів при використанні різних ґрунтових моделей, в тому числі HS-моделі, займалися багато геотехніків [27, 116, 139]. Поведінка моделі ґрунту в процесі ізотропного обтиснення та зрушення описується незалежними функціями.

Пластичні зсувні та об'ємні деформації описуються незалежно двома функціями девіаторного *f*^s (1.1) та ізотропного *f*^c напружень (1.2). В якості поверхні руйнування використовується критерій Кулона – Мора.

Для девіаторного напруження (рис. 1.11) використовується функція течії f^{s} :

$$f^{s} = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_{a}} - \frac{2q}{E_{ur}} - \gamma_{p}$$
 1.1

де E_{50} – січний модуль деформації за результатами випробувань в умовах тривісного стиску, E_{ur} – модуль деформації при розвантаженні та повторному навантаженні; q – девіатор напружень; q_a – асимптота, яка обмежує максимальне девіаторне напруження q_f .



Рисунок 1.11 – Поверхні текучості HS-моделі для девіаторного f^s та ізотропного f^c напружень [111]

Параметр зміцнення γ_p визначається для випадку девіаторного навантаження за формулою:

$$\gamma_p = \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p \approx 2 \cdot \varepsilon_1^p.$$

При девіаторному напруженні процеси дилатансії відображаються у рамках неасоційованого закону течії, у зв'язку з чим функція текучості і пластичного потенціалу не співпадають $g^s \neq f^s$.

Процес пластичного об'ємного деформування при ізотропному навантаженні описується функцією текучості *f*^c (рис 1.11):

$$f^{c} = \frac{q^{2}}{\alpha^{2}} - p^{2} - p_{p}^{2}$$
 1.2

де, p_p – ізотропний тиск попереднього ущільнення, який залежить від історії формування ґрунту. Напружено-деформований стани описується гіперболічною моделлю Duncan-Chang [144].



Рисунок 1.12 – Гіперболічна залежність між напруженням та деформацією [138]

У моделі використовуються різні модулі деформації для траєкторій первинного навантаження — січний модуль деформації за результатами випробування у тривісному приладі стиску, та для траєкторії розвантаження та повторного навантаження.

Величини указаних модулів деформації зростають з діючими найменшими головними напруженнями σ₃, (рис. 1.12) а також залежать від характеристик міцності ґрунтів:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref}} \right)^m;$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref}} \right)^m,$$

Одометричний модуль деформації Е_{oed}, знаходимо за формулою:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sin \varphi \cdot \sigma_1}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi} \right)^m,$$

де, m – параметр, який вказує на ступінь залежності модуля деформації від діючого напруження (приймається 0,45-1,0) [159]. Перевагами HS-моделі є залежність жорсткості від напружень, і урахування різниці жорсткостей при первинному навантаження грунту та при його розвантаженні з подальшим навантаженням. Модулі об'ємного стиснення і зрушення в HS-модель не постійні, а залежать від діючого рівня напружень, що більше відповідає реальній поведінці ґрунту.

Особливості поведінки деформування грунтового масиву ідеально підходить для задач даного дисертаційного дослідження процесу числового моделювання, а саме: послідовного навантаження елементів фундаментів. Наприклад у роботі [169] представлено моделювання контрольованих паль, нез'єднаних з ростверком, з використання МСЕ. Тому для подальших числових досліджень обрано програмний комплекс на основі МСЕ.

Однак, поряд з цим, для всебічного наукового дослідження необхідно використовувати прості аналітичні підходи для порівняння і перевірки числових розрахунків та тестування числових програм на основі МСЕ. Перспективним напрямком є виконання розрахунків в математичних пакетах, таких як MathCAD та Maple, в яких видно хід розрахунку та використання асимптотичного методу.

створенні Ілея асимптотичного наближення при теорії, i В подальшому її розвитку особливе значення приділяє найпростішим граничним випадкам, що допускають аналітичні рішення, бо будь-яка фізична (механічна) теорія, сформульована в загальному вигляді, дуже складна з математичної точки зору. У цих граничних випадках зазвичай зменшується число рівнянь, понижується їх порядок, стає можливим перехід від дискретної системи до суцільного середовища чи від неоднорідного середовища до однорідного [19]. Асимптотичний підхід до складної задачі полягає в трактовці початкової (недостатньо симетричної) системи як близької до деякої симетричної. Визначення поправок, які враховують відхилення від граничного випадку, набагато простіше, ніж безпосереднє дослідження початкової системи. На перший погляд,

можливості такого підходу обмежені вузьким діапазоном зміни параметрів системи. Однак досвід дослідження різноманітних фізичних задач показує, що при значному зміненні параметрів системи і віддаленні її від одного граничного симетричного випадку, як правило, існує інша гранична система, частіше з менш очевидною симетрією, і рішення можна будувати уже для неї. Це дозволяє описати поведінку системи на всьому діапазоні змінення параметрів, спираючись на невелику кількість граничних випадків.

Значний внесок в розвиток асимптотичних методів в різних областях механіки здійснили І.В. Андріанов, Д. Вайхер, В.В. Данішевський, Л.І. Маневич, А.В. Павленко, В.Л. Седін, Г.А. Старушенко, D.G. Crighton, A. Bensoussan [1, 30, 55, 74, 128] та інші.

Висновки до розділу 1

1. Аналітичний огляд раціональних конструктивних рішень пальових фундаментів свідчить про використання плитних ростверків із можливістю включення їх в роботу, та регулювання НДС основ таких фундаментів. Це дає змогу зрозуміти, що послідовне включення в роботу окремих складових пальового фундаменту (плити, нижнього торцю паль, та їх бічної поверхні) підвищує його ефективність.

2. Більшість наукових досліджень з оцінки НДС основ паль при виникненні негативного тертя вздовж бічної поверхні направлена на визначення положення «нейтральної зони», де швидкості переміщення навколопальового ґрунту і палі однакові, для виокремлення зони, де сили тертя змінюють свою направляючу в протилежний бік і довантажують палі.

3. Негативні процеси, якими супроводжується неконтрольоване довантаження паль змушує застосовувати заходи направлені на ліквідацію довантажувальних сили тертя паль за рахунок заниження їх несучої здатності.

4. Передбачено, що за умови поетапного навантаження ростверку (на початку нез'єднаного з палями) виникає попередньо напружений стан основи на деякому проміжку, який потім за рахунок контрольованого довантаження та навантаження паль корисно використовується, що пояснюється зміною умов роботи бічної поверхні паль у цій зоні.

5. Послідовне включення в роботу складових елементів пальового фундаменту шляхом їх почергового навантаження створює складну багатофакторну, геометрично змінну на кожному етапі навантаження, систему.

6. Зрозуміло, що раціональне проектування пальових фундаментів за такої послідовності навантаження можливо лише при варіантному моделюванні, складання розрахункових схем для якого рекомендовано виконувати із застосуванням числових методів і програмних засобів.

7. Стандартні алгоритми сучасних програмних комплексів не пристосовані для розв'язання задач взаємодії послідовно навантажених елементів пальового фундаменту з ґрунтовою основою, тому дослідження перерозподілу навантажень в пальовому фундаменті з урахуванням послідовності навантаження його елементів і науково обґрунтована адаптація методу числового моделювання є актуальною науково-прикладною задачею.

8. Використання при моделюванні нелінійних пружно-пластичних моделей ґрунту, реалізованих у сучасних геотехнічних програмах, потребує ретельного аналізу їх початкових параметрів і розробки підходу до контролю цих параметрів на кожному етапі розрахунку, якщо йдеться про зміну послідовності навантаження елементів пальового фундаменту, відмінну від традиційної.

РОЗДІЛ 2

МОДЕЛЬНІ ЛАБОРАТОРНІ ВИПРОБУВАННЯ ФРАГМЕНТІВ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ ПРИ ЗМІНІ ПОСЛІДОВНОСТІ НАВАНТАЖЕНЬ ЇХ СКЛАДОВИХ ЕЛЕМЕНТІВ

конструкції Раціональні пальових фундаментів передбачають повноцінне використання ресурсів ґрунтових основ і послідовність включення в роботу всіх складових елементів пальового фундаменту, тобто окреме навантаження плити (майбутній ростверк), нез'єднаної з палями, потім навантаження паль, які здатні мобілізувати здатність пальового послідовності фундаменту сприймати більші навантаження. Зміна дозволить активувати їх переміщення і збільшити опір грунту на всіх поверхнях складових конструкцій (вздовж бічної поверхні паль, під нижнім торцем паль та під плитою ростверку).

Результати числового експерименту, викладені в роботі [9], з моделювання НДС основи при навантаженні тільки плити ростверку, нез'єднаної з палею, виявили ефект переміщення ненавантаженої палі від дії довантажувальних сил тертя (негативного тертя) вздовж бічної поверхні палі на деяку глибину від ростверку. З метою продовження і поглибленого подальшого дослідження науково-дослідної тематики кафедри під керівництвом проф. Сєдіна В.Л. у якості прототипу за найбільшою кількістю ознак обрано отримані в роботі [9] числові залежності.

Враховуючи вищевикладене і основну мету даної дисертаційної роботи, розроблені моделі фрагментів пальового фундаменту (ФПФ) і досліджено їх поведінку при навантаженні традиційним способом та з послідовним навантаженням кожного складового елементу ФПФ в лабораторних умовах плоского і об'ємного лотків, а також порівняно результати за такими показниками, як осідання і величина навантаження.

Для лабораторних досліджень були розроблені моделі фрагментів пальового фундаменту (ФПФ) з однією палею і отвором для неї – це контрольний приклад, що дозволить побачити тенденцію запропонованої послідовності включення в роботу складових елементів, і виконати перехід на групу паль.

У другому розділі детально викладені результати модельних лабораторних досліджень, зокрема випробувань ФПФ, статично навантажених традиційним способом і з послідовним навантаженням кожного складового елементу (за двома комбінаціями навантажень), як представлено на рис. 2.1.

І комбінація навантажень: спочатку навантажувалась плита, нез'єднана з палею (рис. 2.1а), а згодом жорстко з'єднанні між собою плита і паля (рис. 2.1в). ІІ комбінація навантажень: навантажувалась плита, нез'єднана з палею (рис. 2.1а), потім додатково була навантажена паля при відсутності з'єднання з плитою (рис. 2.1б), а згодом – з'єднанні між собою плита і паля (рис. 2.1в).



плити і палі, з'єднаних між собою.

Випробування ФПФ, навантажених традиційним способом (модель фрагменту плити і паля жорстко з'єднані між собою), проведено для оцінки результатів ФПФ з послідовним навантаженням кожного складового елементу (при порівнянні його осідання буде прийнято за 100 %).

При навантаженні плити з отвором, нез'єднаної з палею, умовно вважаємо, що відбувається робота плити на ґрунтовій основі, армованій палею, яка спочатку є елементом армування (рис. 2.1а), а потім – елементом конструкції фундаменту (рис. 2.1в), що добре узгоджується з апробованими дослідженнями інших вчених [7].

В межах досліджень проведено два лабораторні експерименти: в умовах плоского лотку [44, 101, 102] та об'ємного лотку [104, 165].

2.1 Випробування фрагментів пальового фундаменту в умовах плоского лотку

2.1.1 Планування та методика випробувань в умовах плоского лотку

Каркас плоского лотку для випробувань ФПФ виготовлено з гарячекатаного стального швелеру. З однієї сторони до прокату приварений сталевий лист товщиною 3 мм з ребрами жорсткості зі сталевих кутників. Иого передню стінку виготовлено з прозорого органічного скла товщиною 10 мм, яке з'єднувалося з каркасом за допомогою бовтів. Для запобігання деформацій скла y результаті прикладання навантаження, воно підсилювалося кутниками 45×45 мм. Опорні балки були виготовлені з кутників 60×60 мм, які кріпилися до колон за допомогою болтового з'єднання. До опорних балок приєднувалася металева платформа (пластина товщиною 12 мм), яка виконувала функцію кріплення для домкрату (рис. 2.2). Така конструкція лотку призначена для наочного спостереження за переміщенням маркерів ґрунту і переміщенням складових елементів ФПФ. Внутрішні розміри плоского лотку 930×120×785 мм.



Рисунок 2.2 – Схема (а) та фото (б) плоского лотоку з приладами та деталями: 1 – опора домкрату; 2 – домкрат гідравлічний 5 т; 3 – прогиномір (для фіксації переміщень плити); 4 – динамометр ДЗСМ 3-5; 5 – прогиномір (для переміщень палі); 6 – прогиномір (для переміщень ґрунту).

Завдяки шпилькам з нарізаною різьбою діаметром 10 мм та довжиною 180 мм була можливість варіювати положенням домкрату по висоті. Крім цього, може змінюватися положення домкрату по довжині балки за допомогою заздалегідь розроблених отворів. Це дозволило провести експерименти в різних постановах.

У дослідах використовувався пісок дрібнозернистий з такими характеристиками: щільність частинок грунту $\rho_s = 2,65$ г/см³, вологість W = 5,26 %. Пісок у плоский лоток засипався пошарово, товщиною кожного шару 15 мм ± 2 мм. Межа між шарами піску була помічена прошарком крейди. Ущільнення грунту проводили ручним легким трамбуванням до щільності сухого ґрунту $\rho_d = 1,49$ г/см³. Щільність ґрунту контролювалась

лабораторними випробуваннями відібраних зразків ґрунту. Коефіцієнт пористості при такому ущільненні має значення е = 0,78.

Для спостереження за деформованим станом основи при різних варіантах сполучень навантажень і наочного підтвердження зміни вектора опору ґрунту вздовж бічної поверхні палі використовувався метод фотофіксації. Межа між шарами піску була помічена прошарком крейди. Весь процес випробування було зафіксовано на цифровий фотоапарат. Фотографування відбувалось після стабілізації деформацій на кожній ступені завантаження.

Навантаження на фрагмент плити (за схемами рис. 2.1) передавалося за допомогою гідравлічного домкрату з максимальним навантаженням 5 т (розміром 230-490 мм). Між домкратом та плитою було встановлено динамометр зразковий ДЗСМ 3-5 (рис. 2.2), за допомогою якого контролювалися етапи навантаження. Поперечний переріз моделі палі складає 35×35 мм, довжина палі – 635 мм. Розмір плити відповідає п'яти розмірам сторони палі. Результати випробувань детально викладено в подальших пунктах (2.1.2-2.1.4).

2.1.2 Випробування фрагменту пальового фундаменту, навантаженого традиційним способом, у плоскому лотку

Методика випробувань полягала у визначенні залежності переміщень ФПФ від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до ФПФ, зокрема до конструкції плити, яка жорстко з'єднана з моделлю палі, до максимального осідання 51,16 мм при максимальному навантаженні 0,67 кН (за умови рівності загальних максимальних навантажень на ФПФ). Результати спостережень за осіданнями ФПФ занесені у таблицю 2.1.

Деформований стан грунтової основи ФПФ, навантаженого традиційним способом, при різних ступенях навантаження наведено на рис. 2.3.

Таблиця 2.1

№п/п ступені завантаження	Переміщення, S, мм	Навантаження, Р, кН	
1	9,73	0,17	
2	17,43	0,29	
3	22,74	0,39	
4	30,17	0,48	
5	51,16	0,67	

Переміщення ФПФ, навантаженого традиційним способом у плоскому лотку



Рисунок 2.3 – Деформований стан основи ФПФ, навантаженого традиційним способом: а – до випробування; б – при навантаження 0,39 кН; в – при максимальному навантаженні 0,67 кН.

За результатами спостережень (табл. 2.1) за переміщеннями $\Phi \Pi \Phi$, навантаженого традиційним способом, побудовано графік залежності осідання від навантаження S=f(P), який наведено на рис. 2.4.



Рисунок 2.4 – Графік «навантаження – осідання» ФПФ, навантаженого традиційним способом

2.1.3 Випробування фрагментів пальового фундаменту за І комбінацією навантажень у плоскому лотку

Методика випробувань за I комбінацією навантажень полягала у визначенні залежності переміщень фрагменту плити, нез'єднаної з моделлю палі, від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до плити (рис. 2.1а), а також переміщень моделі палі за рахунок довантажувальних сил тертя. Згодом, у визначенні залежності переміщень фрагменту жорстко з'єднаних між собою плити і палі від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до ФПФ, за схемою, наведеною на рис. 2.1в.

Випробування за I комбінацією навантажень проводились в два етапи. На 1-му етапі навантажувався тільки фрагмент плити з отвором, нез'єднаної з палею (навантаження до палі не прикладалося) (рис. 2.1а) до значення навантаження 0,55 кН (значення осідання при цьому навантаженні $S_{nn} \approx 35,32$ мм).

На 2-му етапі (після 4 ступенів завантаження), не знімаючи прикладеного навантаження на 1-му етапі, було включено палю в роботу ФПФ шляхом з'єднання пластини, і навантажувались фрагмент плити і паля, жорстко з'єднані між собою (рис. 2.1в).

Результати спостережень за осіданнями ФПФ при випробуванні за І комбінацією навантажень занесені у таблицю 2.2, де наведено значення переміщень плити і палі окремо, а також переміщень ФПФ після їх об'єднання при відповідних навантаженнях.

Таблиця 2.2

Переміщення складових ФПФ при випробуваннях у плоскому лотку

Етапи	№ ступені	Навантаження,	Переміщення	Навантаження	Переміщення
	завантаження	$P_{nn}, \kappa H$	плити, S _{пл} , мм	палі, Рп, кН	палі, S _п , <i>мм</i>
1-й	1	0,15	9,82	-	0,19
	2	0,29	16,94	-	0,43
	3	0,43	25,01	-	1,63
	4	0,55	35,32	-	2,64
		$P_{\Pi\Pi^{+}\Pi}, \kappa H$	$S_{\Pi \Pi^{+}\Pi}, MM$		S_{Π} , мм
2-й	5	0,58	36,61		*3,93
	6	0,63	38,62		*5,94
	7	0,67	45,17		*12,49

за I комбінацією навантажень

Примітка: *переміщення палі, які фіксував прогиномір після її з'єднання з плитою

Деформований стан основи при випробуваннях ФПФ з послідовним статичним навантаженням його складових за І комбінацією навантажень на кожному етапу наведено на рис. 2.5.

Під час 1-го етапу (рис. 2.56) при навантаженні тільки фрагменту плити наочно зафіксовано переміщення ґрунту на глибину 1,2-1,8*b* від ширини фрагменту плити, що спричинило утворення зони дії довантажувальних сил тертя навколо палі.

За результатами спостережень (табл. 2.2) побудовані графіки залежності осідання окремо складових елементів ФПФ (фрагменту плити і моделі палі) та осідання ФПФ після їх об'єднання від навантаження S=f(P) в залежності від етапу випробувань (рис. 2.6).


Рисунок 2.5 – Деформований стан основи ФПФ з послідовним навантаженням кожного складового елементу (І комбінація): а – до випробування; б – 1-й етап; в – 2-й етап; 1 – зона дії довантажувальних сил тертя.

Крива 1 відповідає переміщенням фрагменту плити (до навантаження 0,55 кН), крива 2 відповідає переміщенням палі, нез'єднаної з фрагментом плити, викликаних дією довантажувальних сил тертя у ґрунті. Таким чином, на 1-му етапі зафіксовано переміщення не тільки плити, а й палі на 2,6 мм в результаті дії довантажувальних сил тертя, що добре видно з табл. 2.2.

Після навантаження 0,55 кН крива 2 переходить у зону 4. Крива 4 відповідає переміщенням ФПФ (після з'єднання палі та плити) (2-й етап).

Зменшення інтенсивності осідань після навантаження 0,55 кН пояснюється включенням палі в роботу, що на графіку помітно зміною куту нахилу (менше 180°) кривої 4 до 1.



Рисунок 2.6 – Графік «навантаження – осідання» ФПФ за Ікомбінацією навантажень: 1 – переміщення фрагменту плити (1-й етап); 2 – переміщення палі, нез'єднаної з плитою (1-й етап); 4 – переміщення ФПФ, з'єднаних палі та плити (2-й етап).

2.1.4 Випробування фрагментів пальового фундаменту за II комбінацією навантажень у плоскому лотку

Методика випробувань за II комбінацією навантажень полягала у визначенні залежності переміщень фрагменту плити, нез'єднаної з моделлю палі, від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до плити (рис. 2.1а), а також переміщень моделі палі за рахунок довантажувальних сил тертя при цьому; потім у визначенні залежності переміщень палі, нез'єднаної з плитою (рис. 2.1б), від навантаження, яке ступенями прикладалось до палі; згодом у визначенні залежності переміщень фрагменту жорстко з'єднаних між собою плити і палі від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до ФПФ, за схемою, наведеною на рис. 2.1в.

Випробування за II комбінацією навантажень проводились у три етапи. На 1-му етапі навантажувався тільки фрагмент плити з отвором, нез'єднаної з палею, до осідання S_{пл}≈21,7 мм (навантаження до палі не

прикладалося) (рис. 2.1а). На 2-му етапі не знімаючи прикладеного навантаження до плити, додатково була навантажена паля (до її осідання $S_n \approx 21,5$ мм) при відсутності її з'єднання з плитою (рис. 2.16). Під час навантаження палі навантаження на фрагмент плити було сталим. На 3-му етапі не знімаючи прикладеного навантаження під час 1-го і 2-го етапів, палю було з'єднано з фрагментом плити в єдину конструкцію і прикладене загальне навантаження до ФПФ (рис. 2.1в).

Результати спостережень за осіданнями ФПФ при випробуванні за ІІ комбінацією навантажень занесені у таблицю 2.3, де наведено значення переміщень плити і палі окремо, палі при її безпосередньому навантаженні, і переміщень ФПФ після їх об'єднання при відповідних навантаженнях.

Таблиця 2.3

Етапи	No	Переміщення	Навантаження	Навантаження	Переміщення
	п/п	плити S _{пл} , мм	плити, Р _{пл} , <i>кН</i>	палі, Р _п , <i>кН</i>	палі, S _п , <i>мм</i>
1-й	1	9,61	0,16	-	0,39
	2	18,18	0,33	-	0,88
	3	21,68	0,365	-	1,32
2-й	4	21,68	0,365	0,09	10,78
	5	21,68	0,365	0,19	17,02
	6	21,68	0,365	0,23	21,51
		$S_{пл}$, мм	$P_{\Pi \Pi^+\Pi}, \kappa H$		S_{Π} , <i>мм</i>
3-й	7	29,88	0,58	82	*28,98
	8	32,71	0,64	41	*31,81
	9	45,02	0,69	94	*44,12

Переміщення складових ФПФ при випробуваннях у плоскому лотку

за II	l комбінацією	навантажень
-------	---------------	-------------

Примітка: *переміщення палі, які фіксував прогиномір після з'єднання палі і плити

Деформований стан основи при випробуваннях ФПФ з послідовним статичним навантаженням його складових за II комбінацією навантажень на кожному етапі наведено на рис. 2.7. Під час 1-го етапу (рис. 2.7б) при навантаженні тільки фрагменту плити також наочно підтверджено утворення зони дії довантажувальних сил тертя навколо палі, які спричинили переміщення ґрунту на глибину 1,2-1,8b від ширини фрагменту плити і переміщення палі на 1,32 мм (табл. 2.4).



Рисунок 2.7 – Деформований стан основи ФПФ з послідовним навантаженням кожного складового елементу (II комбінація): а – до випробування; б – 1-й етап; в – 2-й етап (навантаження палі); г – 3-й етап; 1 – зона дії довантажувальних сил тертя.

За результатами спостережень (табл. 2.3) побудований графік залежності осідання окремо складових елементів ФПФ (фрагменту плити і моделі палі), осідання палі та осідання ФПФ після їх з'єднання від навантаження S=f(P) в залежності від етапу випробувань, який наведено на рис. 2.8. Крива 1 відповідає переміщенням фрагменту плити (до навантаження 0,36 кН), крива 2 (до навантаження 0,36 кН) відповідає переміщенням палі, нез'єднаної з фрагментом плити (на 1,32 мм), викликаних дією довантажувальних сил тертя у ґрунті. Крива 3 відповідає палі (після ïï статичного переміщенням навантаження) при <u>11</u> безпосередньому навантаженні, а крива 4 – переміщенням ФПФ після з'єднаних плити і палі для сумісної роботи.



Рисунок 2.8 – Графік «навантаження – осідання» ФПФ за ІІ комбінацією навантажень: 1 – переміщення фрагменту плити (1-й етап);
2 – переміщення палі, нез'єднаної з плитою (1-й етап);
3 – переміщення палі при її навантаженні (2-й етап);
4 – переміщення ФПФ, з'єднаних палі та плити (3-й етап).

Результати спостереження за випробуваннями у плоскому лотку в схематичному вигляді представлені на рис. 2.9.



традиційним способом, і з послідовним навантаженням елементів

При навантаженні фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з палею, зафіксовано переміщення палі, викликане переміщенням ґрунту на глибину 1,2-1,8b ширини плити, спричинене виникненням додаткових дотичних напружень навколо палі в цій зоні (рис. 2.9 а, в). Експеримент в плоскому лотку дозволив наочно зафіксувати наявність умовної нейтральної площини (рис. 2.9 а, в), у якій відбувається зміна вектору сил тертя на протилежне значення, та залежність переміщення цієї площини від збільшення навантаження на фрагмент плити, нез'єднаний з палею, і комбінацій навантаження складових елементів пальового фундаменту.

Також наочно зафіксована зміна вектору сил тертя на протилежне значення від впливу послідовності навантаження складових елементів ФПФ, зокрема навантаження за II комбінацією (рис. 2.9 в, г, д) тричі провокує зміну вектору.

Деформація основи ФПФ із послідовним навантаженням його складових елементів, зокрема за ІІ комбінацією, що включає додаткове окреме навантаження палі, нез'єднаної з фрагментом плити (рис. 2.9г), наочно доводить формування ущільненої зони під нижнім торцем моделі палі та сприяє більшому включенню його в роботу (рис. 2.9д) в порівнянні з ФПФ, навантаженим традиційним способом (рис. 2.9), і навіть І комбінацією навантажень (рис. 2.9б).

На рис. 2.9 можна також побачити формування більш ущільненої зони під фрагментом плити (рис. 2.9 б, д) в порівнянні з ФПФ, навантаженим традиційним способом (рис. 2.9). Таким чином, можна зазначити, що послідовне навантаження складових елементів ФПФ сприяє більш повноцінному використанню потенціалу ґрунтової основи.

Порівняння результатів випробувань виконано за таким показником як величина максимального осідання. Значення максимальних осідань ФПФ S_{max} при максимальних навантаженнях P_{max} для кожного етапу випробувань наведено у табл. 2.4. На рис. 2.10 наведено порівняння графіків.

Таблиця 2.4

Значення максимальних осідань при максимальних навантаженнях кожного етапу випробувань ФПФ у плоскому лотку

		Значення	Значення	
Наванта-	Етапи нарантажения ФПФ	максимальних	максималь-	
ження ФПФ		навантажень,	них осідань,	
		$P_{max}, \kappa H$	S_{max}, MM	
Традиційне	ФПФ (плита і паля з'єднані між собою)	0,67	51,16	
Lrondinguig	1-й етап: плита, нез'єднана з палею	0,63	35,98	
і комоїнація	2-й етап:плита, з'єднана з палею	0,67	45,17	
	1-й етап: плита, нез'єднана з палею	0,37	20,68	
II комбінація	2-й етап: паля, нез'єднана з плитою	30,88	0,533	
	3-й етап:плита, з'єднана з палею	0,67	40,71	



Рисунок 2.10 – Графіки «навантаження – осідання» ФПФ у плоскому лотку: 1 – традиційний спосіб навантаження; 2 – І комбінація навантажень; 3 – ІІ комбінація.

Порівняння графіків (рис. 2.10), дозволяє стверджувати, що послідовне навантаження складових елементів ФПФ сприяє зменшенню осідань, за умови рівності значень максимальних навантажень для всіх комбінацій навантажень. Процентне співвідношення різниці осідань ФПФ при різній послідовності навантаження його елементів наведено в таблиці 2.5. Таким чином, приймаючи переміщення ФПФ, навантаженого традиційним способом, за 100 %, отримуємо, що осідання ФПФ за ІІ комбінацією навантажень менше на 11,7 %, а осідання ФПФ за ІІ комбінацією менше на 20,4 %.

Таблиця 2.5

Процентне співвідношення різниці осідань ФПФ у плоскому лотку

Навантаження	Традиційний спосіб	I комбінація	II комбінація
Значення максимальних осідань ФПФ, <i>мм</i>	51,16	45,17	40,71
Процентне співвідношення осідань	100 %	менше на 11,7 %	менше на 20,4 %

2.2 Випробування фрагментів пальового фундаменту в умовах об'ємного лотку

2.2.1 Планування та методика випробувань в умовах об'ємного лотку

Об'ємний лоток – металева ємність циліндричної форми, з внутрішніми розмірами 500×800 мм, яка складається з 3-х частин: роз'ємний корпус із сегментів округлої форми, з'єднаних між собою за допомогою шарнірів, і дна із листової сталі (рис. 2.11а). Діаметр моделі палі складає $d_n = 25$ мм, а її довжина $l_n = 640$ мм (рис. 2.11а). При моделюванні використовувалось співвідношення безрозмірних параметрів: $d_n / d_m = 20$, де d_n , d_m – діаметр палі та її моделі відповідно.



Рисунок 2.11 – Схема (а) та фото (б) об'ємного лотоку з приладами та деталями: 1 – лоток; 2 – модель палі; 3 – фрагмент плити; 4 – динамометр; 5 – домкрат гідравлічний 5 т; 6 – індикатори (для визначень осідань плити); 7 – індикатор (для визначень осідань палі); 8 – направляючі елементи для рівномірного переміщення плити; 9 – опора домкрату з фіксатором.

До опорної балки приєднувалася металева платформа (пластина товщиною 12 мм), яка слугувала кріпленням та фіксатором для домкрату. Для запобігання утворення крену моделі фрагменту плити у разі прикладання навантаження, було виготовлено направляючі елементи, які кріпилися на кутники 45×45 мм. На рис. 2.11б зображено фото стенду об'ємного лотку, прилади і деталі, які використовувались у випробуванні.

Об'ємний лоток заповнювався піщаним ґрунтом порушеної структури і укладався шарами товщиною по 30 мм, після чого ущільнювався ручною трамбівкою масою 3 кг (щільність сухого ґрунту $\rho_d=1,52$ г/см³ при вологості W=0,06). За таких умов було визначено, що пісок за коефіцієнтом пористості (e=0,74) був середньої щільності.

Контроль за щільністю укладеного ґрунту виконувався шляхом відбирання зразків у ріжучі кільця, поступово при укладанні ґрунту у лоток (через 200 мм) у 4 точках по периметру лотку. У табл. 2.6 наведено дані визначення щільності і вологості зразків ґрунту порушеної структури після ущільнення ручним трамбуванням.

Таблиця 2.6

Глибина відбору	Щільність	Вологість	Щільність скелету
зразків від дна, м	ґрунту, р, т/м	ґрунту, W	ґрунту, р _d т/м ³
0,20	1,61	0,052	1,53
	1,63	0,06	1,54
	1,6	0,058	1,51
	1,59	0,063	1,50
0,40	1,61	0,059	1,52
	1,62	0,061	1,53
	1,61	0,058	1,52
	1,6	0,062	1,51
0,60	1,62	0,06	1,53
	1,61	0,059	1,52
	1,6	0,06	1,51
	1,61	0,061	1,52
0,80	1,62	0,059	1,53
	1,59	0,061	1,50
	1,62	0,064	1,52
	1,59	0,061	1,50
середнє	1,61	0,06	1,52

Характеристики зразків ґрунту в об'ємному лотку

Розроблення моделей $\Phi \Pi \Phi$ для лабораторних випробувань в об'ємному лотку виконано у відповідності до аналітичного методу, удосконаленого проф. Сєдіним В.Л. [1, 98], згідно якого умовно із пальового фундаменту в плані (рис. 2.11а) виділялась квадратна комірка розміром *L* з розташованою в центрі палею. Застосування асимптотичного спрощення дозволяє зовнішню границю комірки замінювати окружністю радіусом *R* (рис. 2.12а).

Виходячи з того, що розмір комірки L дорівнює умовній відстані між палями, і в залежності від діаметру палі (d) прийняті три варіанти розмірів конструкцій фрагментів плит ФПФ (товщиною 10 мм) з отвором у центрі (діаметром 27 мм): 3d, 5d і 7d, відповідно діаметр 75, 125 і 175 мм (рис. 2.12б). Діаметр моделі палі 25 мм, а довжина 640 мм.

Фото фрагментів плит зображено на рисунку 2.12. Кожний фрагмент плити оснащено металевою пластиною товщиною 15 мм, за допомогою якої контролюється включення моделі палі в роботу ФПФ.

Випробування ФПФ в об'ємному лотку полягали у визначенні залежності переміщень складових ФПФ від навантаження, яке прикладалося до фрагменту плити (рис. 2.12, 2.13), потім до палі, а згодом до ФПФ.



Рисунок 2.12 – Схема пальового поля із виділеними комірками (a) і конструкції фрагментів моделей плит (б): *L* – розмір комірки (відстань між палями) 3d, 5d і 7d; *R* – радіус комірки.



Рисунок 2.13 – Фото конструкції моделі фрагменту плит з отвором в залежності від діаметру палі (d) і умовної відстані між палями з розмірами : а – 3d, (75 мм); б – 5d, (125 мм); в – 7d (175 мм); 1 – металева пластина.

Статичне навантаження до моделі фрагменту плити (зокрема до прикладалося допомогою гідравлічного пластини) за домкрату 3 максимальним навантаженням 5 т, який встановлювався на плиту і спирався у систему упорних балок анкерного стенду (рис. 2.11). Етапи прикладання фрагмент плити контролювалися по навантаження на динамометру зразковому механічному ДОСМ 3-5 (для плити діаметром 125 мм - 5d та 175 мм – 7d) та ДОСМ 3-1 (для плити діаметром 75 мм 3d) (з чуттєвістю не більше 0,02% від найбільшої границі вимірювання), який було встановлено між домкратом і плитою.

Кожний ступінь навантаження витримувався до умовної стабілізації осідання моделі палі. Відліки фіксувалися одразу після прикладення ступені навантаження, а потім з інтервалом 30 хв.

Вертикальні переміщення фрагменту плити фіксувались двома прогиномірами Ич 10, з точністю 0,01 мм, які встановлено на реперних пристроях (рис. 2.11). За фактичне значення осідання плити приймалося середнє арифметичне по поділках двох приладів. Вертикальні переміщення [33] палі фіксувались одним прогиноміром Ич 10.

Результати випробувань детально викладено в пунктах 2.2.2-2.2.4.

2.2.2 Випробування фрагментів пальового фундаменту, навантаженого традиційним способом, в об'ємному лотку

Методика випробувань аналогічна п. 2.1.2, та полягала у визначенні залежності переміщень ФПФ від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до ФПФ, зокрема до пластини плити, яка з'єднана з моделлю палі, але відрізняється рівністю значень загальних максимальних осідань ФПФ (до \approx 7 мм) при максимальних навантаженнях у діапазоні 6-17,3 кН (в залежності від діаметру фрагменту плити з отвором). Результати спостережень за осіданнями ФПФ трьох варіантів розмірів фрагментів плит (3*d*; 5*d*; 7*d*) занесені у таблицю 2.7.

Таблиця 2.7

No o/m omenovi	Розміри фрагментів плит						
	75 мм	м (3d)	125 м	м (5d)	175 мм (7d)		
навантаження	S, <i>мм</i>	Р, кН	S, <i>мм</i>	Р, кН	S, <i>мм</i>	Р, кН	
1	0,5	3,23	0,5	3,65	0,51	4,22	
2	1,01	3,95	1,06	5,17	1,02	8,26	
3	1,51	4,45	1,56	5,74	1,51	9,91	
4	2,02	4,66	2,03	6,37	2,03	10,94	
5	2,52	4,81	2,53	6,86	2,53	11,77	
6	3,03	4,88	3,01	7,09	3,02	12,28	
7	3,5	4,95	3,51	7,35	3,51	12,98	
8	4,02	5,02	4,02	7,64	4,00	13,69	
9	4,52	5,13	4,47	7,91	4,51	14,19	
10	5,01	5,18	5,04	8,16	5,01	14,70	
11	5,53	5,25	5,62	8,42	5,51	15,18	
12	6,03	5,33	6,06	8,48	6,02	15,56	
13	6,55	5,40	6,5	8,62	6,51	15,88	
14	7,04	5,48	7,01	8,70	7,01	16,19	

Переміщення ФПФ, навантаженого традиційним способом, в об'ємному лотку для трьох варіантів розмірів фрагментів плит

За результатами спостережень (табл. 2.7) за переміщеннями $\Phi \Pi \Phi$ побудовані графіки залежності S=f(P), для трьох варіантів розмірів фрагментів плит 3*d* (75 мм); 5*d* (125 мм); 7*d* (175 мм), які наведені на рис. 2.14.



Рисунок 2.14 – Графіки «навантаження – осідання» ФПФ, навантаженого традиційним способом, в об'ємному лотку для трьох варіантів розмірів фрагментів плит: 1 – 75 мм (3*d*); 2 – 125 мм (5*d*); 3 – 175 мм (7*d*).

З графіку видно, що здатність витримувати більші навантаження збільшується зі збільшенням розміру фрагменту плити ФПФ (крива 3 на рис. 2.14).

2.2.3 Випробування фрагментів пальового фундаменту за І комбінацією навантажень в об'ємному лотку

Методика випробувань ФПФ за Ікомбінацією навантажень в об'ємному лотку аналогічна п. 2.1.3, та проводились в два етапи. На 1-му етапі навантажувався тільки фрагмент плити з отвором, нез'єднаної з палею (навантаження до палі не прикладалося) (рис. 2.1а) і визначалась залежність переміщень фрагменту плити від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до плити, а також визначались переміщення моделі палі за рахунок дії довантажувальних сил тертя.

На 2-му етапі, не знімаючи прикладеного навантаження на 1-му етапі, було включено палю в роботу ФПФ шляхом з'єднання пластини, і навантажувались фрагмент плити і паля, жорстко з'єднані між собою, за схемою, наведеною на рис. 2.1в, і визначалась залежність переміщень ФПФ від величини навантаження, яке прикладалося ступенями.

Результати спостережень за осіданнями ФПФ при випробуванні за І комбінацією навантажень занесені у таблицю 2.8, де наведено значення переміщень плити і палі окремо, а також переміщень ФПФ після їх об'єднання при відповідних навантаженнях для трьох варіантів розмірів фрагментів плит.

Таблиця 2.8

	ені ння	Р	озміри фр	агментів г	ілит залеж	кно від ді	аметру 1	моделі па	алі
Етапи випро- бування 1-й 2-й	ступ ажен		3d	5	d		-	7d	
	№ 3/п с навант	S _{пл} , <i>мм</i>	Р _{пл} , <i>кН</i>	S _{пл} , <i>мм</i>	Р _{пл} , <i>кН</i>	S _{пл} , <i>мм</i>	Р _{пл} , <i>кН</i>	S _п , мм	Рп, кН
	1	0,51	0,91	0,53	3,11	0,52	4,46	_	-
1 ₩	2	1,02	1,14	1,04	4,06	1,12	7,72	-	-
1-и	3	1,53	1,23	1,51	4,51	1,55	8,52	0,01	-
	4	2,01	1,31	2,01	4,85	2,11	9,87	0,035	-
		S _{пл+п} ,	$P_{\pi\pi+\pi}$,	$S_{\pi\pi+\pi}$,	Р _{пл+п} ,	$S_{\pi\pi^+\pi}, MM$		$\mathbf{P}_{\Pi\Pi^{+}\Pi}, \kappa H$	
		мм	кН	мм	кН				
	5	2,51	2,27	2,51	6,76	2,54		11,6	
	6	3,01	4,06	3,02	7,88	3,0	03	13,71	
	7	3,51	4,75	3,51	8,48	3,	54	15	5,11
	8	4,02	5,13	4,02	8,98	4,0	01	15	5,62
0 4	9	4,51	5,28	4,61	9,12	4,0	51	16	5,13
2-и	10	5,01	5,4	5,02	9,32	5,0)4	16	5,25
	11	5,53	5,48	5,55	9,35	5,5	51	16	5,38
	12	6,01	5,58	6,07	9,38	6,0	03	1	6,5
	13	6,51	5,62	6,55	9,41	6,:	52	16	5,63
	14	7,01	5,72	7,03	9,46	7,02		16,76	

Переміщення складових ФПФ при випробуваннях у плоскому лотку за І комбінацією навантажень трьох варіантів розмірів фрагментів плит

За результатами спостережень (табл. 2.8) побудовані графіки залежності осідання окремо складових елементів ФПФ (фрагменту плити і моделі палі, нез'єднаних між собою) та осідання ФПФ після їх об'єднання від навантаження S=f(P) в залежності від етапу випробувань та розміру

фрагментів плит (рис. 2.15). На графіках криві (до штрихової вертикальної лінії) відповідають 1-му етапу випробувань, після штрихової – 2-му етапу.

Крива 1 відповідає переміщенням фрагменту плити $S_{nn} \approx 2$ мм від навантаження $P_{nn} = 1,31$ кН для діаметру плити 75 мм (рис. 2.15а); навантаження $P_{nn} = 4,85$ кН для діаметру 125 мм (рис. 2.15б); $P_{nn} = 9,87$ кН для діаметру 175 мм (рис. 2.15в).

На 1-му етапі випробування тільки для ФПФ з діаметром плити 175 мм (з умовною відстанню між палями діаметром 7*d*) зафіксовано переміщення не тільки плити, а й палі, нез'єднаної з фрагментом плити, на $S_{n.}=0,03$ мм в результаті дії довантажувальних сил тертя, що добре видно з табл. 2.8 та рис. 2.15в. Крива 2 відповідає переміщенням палі, нез'єднаної з фрагментом плити, викликаним дією довантажувальних сил тертя у ґрунті на деяку глибину від плити. Зі збільшенням розмірів плити збільшується зона довантажувальних сил тертя у ґрунті на деяку каками від плити. Зі збільшенням розмірів плити збільшується за рахунок приросту її переміщень.

Крива 3 (після штрихової вертикальної лінії) відповідає осіданню ФПФ (плити, з'єднаної з палею для сумісної роботи) на 2-му етапі випробування. Випробування для всіх варіантів розмірів фрагментів плит проводились до максимальних осідань рівних $S_{nn.+n, max} \approx 7$ мм, при максимальних навантаженнях $P_{nn.+n, max} = 5,72$ кН для фрагменту плити діаметром 75 мм (рис. 2.15а); $P_{nn.+n, max} = 9,46$ кН для плити діаметром 125 мм (рис. 2.15б); $P_{nn.+n, max} = 16,76$ кН для плити діаметром 175 мм (рис. 2.15в).

Після включення палі в роботу ФПФ відбувається приріст навантажень, а зростання осідань сповільнюється, коли значну частину навантаження сприйняла паля. З графіку (рис. 2.15б,в) видно, що після з'єднання плити з палею відбувається приріст навантаження, а осідання порівняно з рис. 2.15а відбувається не так швидко. Необхідно звернути увагу на збільшення кута нахилу (менше 180°) у місці перетину графіку зі штриховою вертикальною лінією з кривою 1 і 3.



Рисунок 2.15 – Графік «навантаження – осідання» за Ікомбінацією навантажень фрагментів плит діаметром 75 мм (а), 125 мм (б), 175 мм (в): 1 – переміщення плити (1-й етап);
2 – переміщення палі, нез'єднаної з плитою (1-й етап);
3 – переміщення ФПФ, з'єднаних палі та плити (2-й етап).

Порівнюючи графіки рисунку 2.14 можна зробити висновок, що зі збільшенням діаметру плити (що імітує відстань між палями від 3*d* до 7*d*)

при однаковій довжині моделі палі, роль палі у роботі ФПФ зменшується, оскільки значна частина навантаження на ґрунт передається за рахунок саме плитної частини ростверку.

2.2.4 Випробування фрагментів пальового фундаменту за II комбінацією навантажень в об'ємному лотку

Методика випробувань ФПФ за II комбінацією навантажень в об'ємному лотку аналогічна п. 2.1.4, та проводились в три етапи.

На 1-му етапі навантажувався тільки фрагмент плити з отвором, нез'єднаної з палею (навантаження до палі не прикладалося) (рис. 2.1а) до значення осідання S_{пл}~2 мм і визначалась залежність переміщень фрагменту плити від величини навантаження, яке ступенями прикладалося до плити, а також визначались переміщення моделі палі за рахунок дії довантажувальних сил тертя.

Особливістю випробувань за II комбінацією навантажень є те, що на 2-му етапі, не знімаючи прикладеного навантаження до плити, окремо статичного навантажувалася паля при відсутності її з'єднання з плитою, до її осідання $S_n \approx 2$ мм (навантаження на фрагмент плити в цей час було сталим) (рис. 2.1б) і визначалась залежність переміщень палі, нез'єднаної з плитою, від навантаження, яке ступенями прикладалось до палі.

На 3-му етапі, не знімаючи прикладеного навантаження на 1-му і 2-му етапах, було включено палю в сумісну роботу ФПФ як однієї конструкції (шляхом з'єднання пластини з моделлю палі) і далі навантажувався ФПФ (плита та паля жорстко з'єднані між собою), за схемою, наведеною на рис. 2.1в, і визначалась залежність переміщень ФПФ від величини навантаження, яке прикладалося ступенями.

Результати спостережень за осіданнями складових елементів ФПФ при випробуванні за II комбінацією навантажень занесені у таблицю 2.9, де наведено значення переміщень плити і палі окремо, палі при її безпосередньому навантаженні, і переміщень ФПФ після їх об'єднання при відповідних навантаженнях для трьох варіантів розмірів фрагментів плит.

Таблиця 2.9

Етапи	№		3	d			5	d			7	d	
випро-		S _{пл.} ,	Р _{пл.} ,	S _π ,	Ρ _π ,	S _{пл.} ,	Р _{пл.} ,	S _π ,	Ρ _π ,	S _{пл.} ,	Р _{пл.} ,	S _π ,	Ρ _π ,
бування		MM	κН	MM	κН	MM	κН	MM	κН	MM	κН	MM	κН
III cepiï													
1-й	1	0,51	0,68	-	-	0,51	3,09	-	-	0,49	3,39	-	-
	2	1,01	0,84	-	-	1,03	4,09	-	-	1,11	6,92	-	-
	3	1,5	0,92	-	-	1,54	4,51	-	-	1,56	8,46	0,01	-
	4	2,02	1,01	-	-	2,01	4,91	0,01	-	2,04	9,55	0,03	-
2-й	5	2,02	1,01	0,51	0,28	2,01	4,91	0,51	0,32	2,04	9,55	0,51	0,39
	6	2,02	1,01	1,02	0,52	2,01	4,91	1,01	0,61	2,04	9,55	1,02	0,67
	7	2,02	1,01	1,51	0,71	2,01	4,91	1,5	0,88	2,04	9,55	1,52	0,91
	8	2,02	1,01	2,02	0,92	2,01	4,91	2,01	1,03	2,04	9,55	2,12	1,11
		$S_{\Pi\Pi+\Pi}, MM = P_{\Pi\Pi+\Pi}, \kappa H$		S _{пл+1}	п, ММ	Рпл+	п, кН	S _{пл+1}	п, ММ	Рпл+п	п, кН		
3-й	9	2,	53	4.	08	2.	51	6.	53	2.	52	12	.11
	10	3,	01	4.	91	3.	01	8.	83	3.	07	14	.16
	11	3,	51	5.	48	3.	51	9.	45	3.	62	15	.30
	12		4	5.	79	4.	01	9.	58	4	.2	16	.13
	13	4,	52	5.	92	4.	72	9.	72	5.	12	16	.88
	14	5,	01	5.	96	5	.1	9.	79	5.	96	17	.01
	15	5,	96	5.	99	5	.8	9.	86	6.	52	17	.14
	16	7,	01	6.	01	,	7	9.	94	7.	05	17	.33

Переміщення складових ФПФ при випробуваннях у плоскому лотку за II комбінацією навантажень трьох варіантів розмірів фрагментів плит

За результатами спостережень (табл. 2.9) побудовані графіки залежності осідання окремо складових елементів ФПФ (фрагменту плити і моделі палі), осідання палі та осідання ФПФ після їх з'єднання від навантаження S=f(P) в залежності від етапу випробувань, та розміру фрагментів плит (рис. 2.16).



Рисунок 2.16 – Графік «навантаження – осідання» за II комбінацією навантажень фрагментів плит діаметром 75 мм (а), 125 мм (б), 175 мм (в): 1 – переміщення фрагменту плити (1-й етап); 2 – переміщення палі, нез'єднаної з плитою (1-й етап); 3 – переміщення палі при її навантаженні (2-й етап); 4 – переміщення ФПФ, з'єднаних палі та плити (3-й етап).

Крива 1 відповідає переміщенням фрагменту плити $S_{nn} \approx 2$ мм від навантаження $P_{nn}=1,01$ кН для діаметру плити 75 мм (рис. 2.16а); навантаження $P_{nn}=4,91$ кН для діаметру 125 мм (рис. 2.16б); $P_{nn}=9,55$ кН для діаметру 175 мм (рис. 2.16в).

На 1-му етапі випробування для $\Phi\Pi\Phi$ з діаметром плити 125 і 175 мм з умовною відстанню між палями діаметром 5*d* і 7*d* відповідно зафіксовано переміщення не тільки плити, а й палі, нез'єднаної з фрагментом плити, на S_{п.}=0,03 мм в результаті дії довантажувальних сил тертя, що добре видно з табл. 2.9 та рис. 2.166,в. При збільшенні розмірів фрагменту плити, яка імітує відстань між палями (3*d*, 5*d*, 7*d*), збільшувалась зона дії довантажувальних сил тертя у ґрунті навколо палі, що підтверджено приростом її переміщень. Зокрема, максимальне значення переміщення палі отримано для розміру фрагменту плити 7*d* (рис. 2.16в). Для фрагменту плити розміром 3d (75 мм) переміщення палі не зафіксовано (рис. 2.16а).

Крива 2 відповідає переміщенням палі, нез'єднаної з фрагментом плити, викликаним дією довантажувальних сил тертя у ґрунті на деяку глибину від плити. Зі збільшенням розмірів плити збільшується зона довантажувальних сил тертя у ґрунті навколо палі, що було помічено за рахунок приросту її переміщень.

Крива 3 відповідає переміщенням палі (після її безпосереднього статичного навантаження) на 2-му етапі випробування. Крива 4 відповідає переміщенням ФПФ після з'єднання плити і палі для сумісної роботи. Випробування всіх варіантів розмірів фрагментів плит проводились до максимальних осідань рівних S_{пл.+п, max}≈7 мм, при максимальних навантаженнях P_{пл.+п, max}=6,01 кН для фрагменту плити діаметром 75 мм (рис. 2.16а); P_{пл.+п, max}=9,94 кН – діаметром 125 мм (рис. 2.16б); P_{пл.+п, max}=17,33 кН – діаметром 175 мм (рис. 2.16в).

Після включення палі в роботу ФПФ відбувається приріст навантажень, а зростання осідань сповільнюється, коли значну частину

навантаження сприйняла паля. З графіку (рис. 2.16 б,в) видно, що після з'єднання плити з палею відбувається приріст навантаження, а осідання порівняно з рис. 2.16а відбувається не так швидко. Необхідно звернути увагу на збільшення кута нахилу (менше 180°) у місці перетину графіку зі штриховою вертикальною лінією з кривою 1 і 4.

2.2.5 Порівняння результатів випробувань фрагментів пальового фундаменту в об'ємному лотку

Порівняння результатів випробувань виконано за таким показником, як величина максимального навантаження P_{max} , за умови рівності значення максимальних осідань ФПФ S_{max} для кожної комбінації навантажень і трьох варіантів розмірів фрагментів плит 3*d* (75 мм); 5*d* (125 мм); 7*d* (175 мм) (табл. 2.10).

Таблиця 2.10

Значення максимальних осідань при максимальних навантаженнях кожного етапу випробувань ФПФ в об'ємному лотку

Царан	Послідовність і етапи		d	4	5d	7d	
таження	навантаження фрагменту пальового фундаменту	S _{max} , MM	Ρ _{max} , κΗ	S _{max} , <i>MM</i>	$P_{max}, \kappa H$	S _{max} , MM	$P_{max}, \kappa H$
Тради- ційне	плита, з'єднана з палею	7,04	5,68	7,01	8,70	7,01	16,19
I комбі-	1-й етап: плита, не з'єднана з палею	2,01	1,31	2,01	4,85	2,11	9,87
нація	2-й етап: плита, з'єднана з палею	7,01	5,72	7,03	9,46	7,02	16,76
IL KONG	1-й етап: плита, не з'єднана з палею	2,02	1,01	2,01	4.91	2.04	9.55
п комої- нація	2-й етап: окремо паля (відсутнє з'єднання з плитою)	2,02	1,01	2,01	4,91	2,04	9,55
	3-й етап: плита, з'єднана з палею	7,01	6,01	7	9,94	7,05	17,33

З кожним розміром плити проведені випробування за традиційним навантаженням та за І і ІІ комбінаціями навантажень. Осідання для всіх випробувань доводились до сталих значень ≈7 мм (рис. 2.17).

Для зручності порівняння результатів випробувань для кожного розміру плити (75, 125 і 175 мм) винесено на окремі графіки, представлені на рис. 2.17 а,б,в відповідно.



традиційний спосіб навантаження; 2 – І комбінація навантажень; 3 – ІІ комбінація.

Порівняння результатів випробувань за такими показниками, як величина навантаження (рис. 2.17), показує, що ФПФ, складові елементи якого навантажені послідовно, демонструють здатність сприймати більші навантаження, в порівнянні з ФПФ, навантаженим традиційним способом.

Слід відзначити, що ФПФ, у яких (не знімаючи навантаження з плити) додатково окремо навантажувалася паля, до того як її було залучено для сумісної роботи (II комбінація навантажень), показали здатність сприймати ще більші навантаження в порівнянні з ФПФ за I комбінацією навантажень. Процентне співвідношення різниці навантажень моделей ФПФ з різними розмірами фрагментів плит, В табл. 2.11, яке наведено показує: навантаження збільшуються на 10 % з діаметром плити 75 мм; на 13 % – з діаметром плити 125 мм; на 7 % – з діаметром плити 175 мм. Максимальне збільшення навантаження на 13 % для ФПФ з розміром плити 5d (II комбінація навантажень).

Таблиця 2.11

Процентне співвідношення різниці навантажень ФПФ в об'ємному лотку

Діаметр плити Комбінації навантажень	75 мм (3d)	125 мм (5d)	175 мм (7d)
І комбінація навантажень	більше на 5 %	більше на 8 %	більше на 4 %
II комбінація навантажень	більше на 10 %	більше на 13 %	більше на 7 %

За результатами модельних випробувань ФПФ в об'ємному лотку отримано залежність переміщень палі, нез'єднаної з фрагментом плити (рис. 1а), від інтенсивності збільшення навантаження і діаметру фрагменту плити (відстані між палями).

Експериментально у лабораторних умовах доведено, що навантаження плити, не з'єднаної з палею, зумовлює зміну характеру тертя на деякому проміжку бічної поверхні моделі палі, що сприяє її

переміщенню. За результатами модельних лабораторних випробувань в об'ємному лотку отримано залежність інтенсивності формування зони впливу додаткових дотичних напружень у ґрунті і переміщення моделі палі від діаметру фрагменту плити (умовної відстані між палями) при статичному навантаженні. Це підтверджує попередні числові залежності, отримані в роботі [9].

Таким чином, послідовне навантаження складових елементів фрагменту пальового фундаменту викликає попередньо напружений стан основи на деякому проміжку, який може корисно використовуватися та довантажувати палю, сприяти покращенню властивостей ґрунту під плитою майбутнього ростверку, після об'єднання плити і паль, зменшувати зону розповсюдження довантажувальних сил тертя.

Висновки до розділу 2

1. Для проведення лабораторних випробувань розроблено моделі фрагментів пальового фундаменту (ФПФ), які навантажувались традиційним способом та з послідовним навантаженням кожного складового елементу ФПФ в умовах плоского і об'ємного лотків.

2. Розкрито якісну сторону фізичного процесу формування в грунтовій основі зон зміни вектору сил тертя, зумовлених виникненням додаткових дотичних напружень вздовж палі, нез'єднаної з фрагментом плити, при навантаженні плити.

3. Зафіксовано, що послідовне навантаження елементів ФПФ тричі викликає зміну напряму сил тертя на протилежне значення, та довантажує палю (інтенсивність впливу залежить від навантаження на плиту і відстані між палями). Підтверджено у лабораторних умовах залежність про те, що чим більше відстань між палями, тим вплив на ненавантажену палю (її переміщення) більше, за умови навантаження тільки фрагменту плити. Максимальне довантаження виявлено для діаметру плити 175 мм (відстані між палями 7*d*).

4. Результати досліджень лабораторних випробувань ФПФ були порівняні за такими показниками, як осідання і величина навантаження. Послідовне навантаження складових елементів впливає на зменшення загальних осідань, в порівнянні з ФПФ, навантаженим класичним способом, за умови рівності значень максимальних навантажень на них. За умови рівності значень загальних осідань, такий ФПФ сприймає більші загальні навантаження. Максимальне значення за результатами лабораторних випробувань у об'ємному лотку зафіксовано для ФПФ з розміром плити 125 мм, що умовно відповідає відстані між палями 5*d* (*d* – діаметр палі).

5. Виявлено, що ФПФ з послідовним навантаженням плити, а згодом палі, здатний витримувати більші навантаження на 13 % або демонструє менші осідання (за умови рівності максимальних навантажень) на 20,4 % в порівнянні з ФПФ з навантаженням тільки плити.

6. Вперше виявлено ефект впливу послідовного навантаження елементів пальового фундаменту (на початку нез'єднаних між собою) на перерозподіл зусиль між групою паль і ростверком, що дозволяє збільшити загальні навантаження на фундамент або зменшити кількість паль при проектуванні, в порівнянні з пальовим фундаментом, навантаженим традиційним способом.

РОЗДІЛ З

ВПЛИВ ПОСЛІДОВНОГО НАВАНТАЖЕННЯ НЕЗ'ЄДНАНИХ МІЖ СОБОЮ ЕЛЕМЕНТІВ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ НА ЇХ ПЕРЕМІЩЕННЯ У НАТУРНИХ УМОВАХ

В розділі 3 викладено результати двох натурних експериментів з дослідження впливу послідовного навантаження елементів пальового фундаменту, нез'єднаних між собою, на залежності їх переміщень.

3.1 Вплив статичного навантаження плити, нез'єднаної з натурною палею, на переміщення палі і зміну характеристик ґрунту під плитою

Враховуючи основну мету даної дисертаційної роботи, у межах 3 розділу досліджено вплив статичного навантаження фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з дослідною палею, на переміщення дослідної палі та переміщення сусідніх паль, розташованих на певній відстані від дослідної палі та фрагменту плити. Також досліджено вплив на зміну характеристик ґрунту під плитою з отвором методом динамічного зондування і лабораторних випробувань зразків ґрунту.

3.1.1 Загальна характеристика та інженерно-геологічні умови дослідного майданчику

Дослідження проведено в рамках повномасштабного натурного експерименту [105] на майданчику будівництва трьохсекційного будинку житлового мікрорайону «Володимирський» в смт. Ювілейне, Дніпропетровської обл. У адміністративному відношенні ділянка розташована біля північної межі смт. Ювілейне. Ділянка раніше використовувалась у якості сільськогосподарських угідь.

У геоструктурному відношенні район знаходиться в зоні перетину Українського кристалічного масиву з південно-західним бортом Дніпровсько-Донецької западини.

У геоморфологічному відношенні ділянка розташована в межах накладання терас р. Дніпро і р. Кільчень. Рельєф поверхні рівний з невеликим ухилом у північному, північно-західному напрямках в сторону р. Кільчень. У 70-80-х рр. минулого століття територія частково була підсипана і спланована рослинним шаром. Абсолютні позначки поверхні – 60,9-62,7 м.

Згілно 3 матеріалами вишукувань, виконаних інститутом «Днепрогипроводхоз», аналізом інженерно-геологічних i та гідрогеологічних умов встановлено, що інженерно-геологічний переріз (рис. 3.1) представлений сучасними елювіальними відкладеннями, 3 глибини 1,2-1,4 м до 2,1-2,5 м залягають верхньочетвертинні еоловоделювіальні лесоподібні відкладення, із глибини 2,1-2,5 м до глибини 5,2-5,8 м залягають верхньочетвертинні алювіальні відкладення, із глибини 5,2-5,8 м до глибини 16,0 м залягають середньо-верхньочетвертинні алювіальні відкладення, зокрема:

IГЕ-1 грунтово-рослинний шар (потужність 1,2-1,4 м);

IГЕ-2 суглинки легкі від жовтого до палево-жовтого кольору, опісчанені, напівтвердої консистенції, із включеннями слабогумусованих грунтових грудок (потужність 0,8-1,3 м);

IГЕ-3 піски дрібнозернисті, середньої щільності, жовтого кольору, в підошві жовтувато-сірого, у верхній частині із включеннями ґрунтових грудок та прошаруваннями суглинку, із глибини 2,6-3,2 м водонасичені (потужність 3,1-3,3 м); IГЕ-4 суглинки легкі, від жовто-бурого до коричневого кольору, опісчанені, м'якопластичної консистенції (потужність 2,0-2,6 м);

IГЕ-5 суглинки середні, коричневого кольору, опісчанені, тугопластичної консистенції (потужністю 2,6-3,2 м);

IГЕ-6 піски дрібнозернистий, середньої щільності, сірого кольору, водонасичений (потужність 2,8-3,0 м);

IГЕ-7 піски середньозернистий, середньої щільності, сірого кольору, водонасичені (потужність 2,0-2,3 м).

Грунтові води залягають на глибині 2,6-3,2 м. З негативних фізикогеологічних явищ необхідно виділити підтоплення території підземними водами.

Основні фізико-механічні характеристики дослідного майданчику наведені в таблиці 3.1.



зазначенням номерів ІГЕ

Таблиця 3.1

Фізико-механічні характеристики грунтів дослідного майданчику

Найменування показн	иків	ΙΓΕ-3	ΙΓΕ-4	ΙΓΕ-5	ΙΓΕ-6	ΙΓΕ-7
Природна вологість W, %		21,8	24,2	24,9	22,5	22,3
Межа текучості W _L , %		-	27	34	-	-
Межа розкочування W _P , %		-	18	20	-	-
Число пластичності І _Р , <i>д.о.</i>	-	9	14	-	-	
Щільність вологого ґрунту р, г/	см ³	1,97	1,76	1,84	2,01	2,04
Щільність сухого ґрунту р _d , г/сл	м ³	1,62	1,42	1,48	1,64	1,67
Щільність частинок ґрунту р _s , г	2,66	2,68	2,69	2,66	2,66	
Щільність водонасиченого грун	-	-	-	-	-	
Пористість п, %	39,1	47,01	45,0	38,6	37,2	
Коефіцієнт пористості е, д.о	0,642	0,887	0,818	0,63	0,593	
Показник консистенції, І _L д.о.	-	0,69	0,35	-	-	
Ступінь вологості S _r , д.о.		0,90	0,73	0,82	0,95	1,0
	>0,5 мм	2,9	-	-	4,2	3,8
	0,5-0,25 мм	36,4	1,1	-	41,7	62,5
Гранулометричний	0,25-0,1 мм	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	28,2			
склад %	0,1-0,05 мм	7,2	23,0	10,7	$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	5,%
chorad, 70	0,05-0,001 мм	-	62 1	64.8	_	_
	ЗНИКІВ II E-3 II E-4 II E-5 II E-5 II E-6 21,8 24,2 24,9 22,5 - 27 34 - - 18 20 - - 9 14 - z/cm^3 1,97 1,76 1,84 2,01 z/cm^3 1,62 1,42 1,48 1,64 z/cm^3 2,66 2,68 2,69 2,66 /HTy $\rho_{sat}, z/cm^3$ - - - - 39,1 47,01 45,0 38,6 $0,642$ 0,887 0,818 0,63 - 0,690 0,73 0,82 0,95 - 0,50 M 2,9 - - $0,5-0,25$ MM 2,9 - - 4,2 $0,05-0,001$ MM 53,5 23,0 16,7 5,7 $0,005-0,001$ MM - 62,1 64,8 - $0,001-0,005$ MM - <td></td> <td></td>					
	<0,005 мм	-	13,8	16,5	-	-
Кут внутрішнього тертя, град	при	φ	32	14	15	32
Питоме зчеплення, кПа	W _{npup.}	С	2	12	16	2
Модуль деформації, МПа	W _{вол}	Е	29	6	7,2	

3.1.2 Технологічна послідовність проведення натурного повномасштабного експерименту

Для проведення експерименту на майданчику будівництва трьохсекційного житлового будинку з пальового поля було виокремлено дослідну ділянку, позначену червоним кольором на схемі (рис. 3.2). У якості дослідної обрано палю №327, біля якої розташовані сусідні палі №326, 301, 302, 303 (рис. 3.2 і 3.3). Відстань між палями №327 і 326 складає 3 м, що дорівнює ≈8,5 діаметрам, відстань від дослідної палі №327 до сусідньої палі №301 складає 2,5 м, що дорівнює ≈7 діаметрам (рис. 3.2 і рис. 3.3).

Дослідна залізобетонна паля №327 і сусідні палі перерізом 350×350 мм були занурені у ґрунт забиванням (трубчатий дизель-молот з масою ударної частини 2,5 т до відмови 0,5 см) на глибину 8,5 м, із умови заглиблення їх вістря в пісок дрібнозернистий (ІГЕ-6) на 0,5 м (рис. 3.1). Абсолютною позначкою денної поверхні є позначка 60,15 м, вістря палі – 51,65 м (система висот Балтійська). Паля розташована в межах чотирьох ІГЕ (рис. 3.8): пісок (ρ =1,97 г/см³, е=0,64, Е=29 МПа); суглинок (ρ =1,76 г/см³, І_L=0,89, Е=6 МПа); суглинок (ρ =1,84 г/см³, І_L=0,35, Е=7,2 МПа); пісок (ρ =2,01 г/см³, е=0,63, Е=30 МПа).



Рисунок 3.2 – Схема пальового поля на майданчику будівництва трьохсекційного будинку із позначенням дослідної ділянки

Навколо дослідної палі №327 виготовлено нез'єднану з нею монолітну залізобетонну плиту з отвором, які являють собою повномасштабний фрагмент пальового фундаменту (рис. 3.3).



Рисунок 3.3 – Схема дослідної ділянки пальового поля із позначенням плити з отвором навколо дослідної палі №327

Залізобетонна плита розміром 2 600×2 600 мм товщиною 200 мм виконана з бетону C20/25 (рис. 3.4а). Під плитою передбачено улаштування бетонної підготовки з бетону C8/10, товщиною 100 мм (рис. 3.5).



Рисунок 3.4 – Конструкція фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з палею: а – схема в плані; б – схема розташування арматури плити в плані.

Для запобігання руйнуванню бетонної плити в процесі навантаження, на етапі виготовлення плити був улаштований армокаркас зі стрижнів діаметром 10 мм з кроком 150 мм. Схема розташування арматури наведена на рис. 3.4б і 3.5б.



Рисунок 3.5 – Конструкція фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з палею: переріз 4-4; схема розташування арматури плити з отвором, нез'єднаної з палею

Для відокремлення плити від дослідної палі, з метою виключення з'єднання на етапі бетонування плити використовувалися пінополістирольні листи товщиною 20 мм (рис. 3.6б,в).

На рисунку 3.6 наведена технологічна послідовність процесу улаштування монолітної плити з отвором навколо палі.



Рисунок 3.6 – Процес улаштування монолітної плити навколо палі: а – бетонна підготовка товщиною 100 мм; б – армокаркає плити; в – бетонування плити; г – плита товщиною 200 мм

Попередні лабораторні дослідження (розділ 2 даної роботи) підтвердили формування в ґрунтовій основі особливих зон виникнення додаткових дотичних напружень вздовж палі, що довантажує палю та провокує її переміщення, за умови навантаження тільки фрагменту плити, нез'єднаної з палею. Також підтверджено, що чим більше навантаження і відстань між палями, тим переміщення палі більше. Методика досліджень полягала у спостереженні за переміщеннями (осіданнями) дослідної палі, нез'єднаної з фрагментом плити ростверку, сусідніми палями, розташованими на відстані 2,5-3 м від дослідної палі та безпосередньо фрагментом плити, викликаних її статичним навантаженням (рис. 3.9).

Для спостережень за переміщеннями паль, на них були закріплені марки, які влаштовувалися строго вертикально без додаткових відхилень, як позначено на рисунку 3.7а. Перед кожним зняттям показників переміщень положення маркерів контролювалося осідання паль за допомогою оптичного нівеліру Ni 007 (рис. 3.7б) для нівелювання II і III класу. Середня похибка вимірювання на 1 км подвійного ходу складає $\pm 0,5$ мм (із застосуванням мікрометру) і $\pm 2,0$ мм (без застосування мікрометру). Виробник Carl Zeiss (країна виробник: Німеччина).



Рисунок 3.7 – Марки закріплені на дослідну палю (а) і оптичний нівелір Ni 007 (б) для спостережень за переміщеннями плити та паль

Технологічна послідовність проведення повномасштабного натурного експерименту з дослідження статичного навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, на її переміщення:

1) закріплення маркерів на палях;

 улаштування бетонної підготовки плити товщиною 100 мм навколо дослідної палі, нез'єднаної з нею (рис. 3.9а);

 улаштування плити товщиною 200 мм навколо дослідної палі, нез'єднаної з палею (рис. 3.9б);

4) фіксація переміщень дослідних паль та плити з отвором за допомогою нівеліру Ni007 (рис. 3.7 та 3.8);

5) прикладання навантаження 292,4 кН, шляхом улаштування вантажів (залізобетонних плит) за допомогою крану (рис. 3.9в);

 фіксація переміщень паль та плити, прикладання навантаження
 292,4 кН, шляхом улаштування вантажів (інтервал прикладання навантаження складає два тижні) (загальне навантаження складає 642,4 кН) (рис. 3.9г);

 фіксація переміщень палі та фрагменту ростверку через кожний тиждень протягом одного місяця за допомогою нівеліру Ni 007;

8) розвантаження плити та фіксація переміщень плити і паль.

Навантаження на плиту прикладалося в два етапи. Перед прикладанням навантаження фіксувалися значення переміщення палі і плити. Для фіксації переміщень нівелір був влаштований на відстані 14,5 м від палі №327 (рис. 3.8).

Навантаження плити здійснювалося ступенями 292,4 кH, 180 кH і 170 кH, для чого використовувалися вантажі загальною вагою 64,2 т (рис. 3.10). Враховуючи вагу плити та вантажів, загальне навантаження, яке передавалося на ґрунт під плитою, склало 97,2 кH/м².


Рисунок 3.8 – Схема розміщення дослідної палі №327, нез'єднаної з плитою, навантаженої до 642,4 кН

фіксувалися Перед прикладанням навантаження значення переміщення палі і плити (табл. 3.2). Максимальне навантаження на плиту було обрано за критерієм максимального тиску під плитою (3a рекомендаціями ДБН В.2.1-10-2009 допустиме значення, що не перевищує 100 кН/м²). На момент випробування палі знаходились у стані тривалого відпочинку без навантаження.

Таблиця 3.2

	Осідання, мм	Натурне випробування			
	Навантаження, кПа	S _{пл} , мм	S _{п 327} , мм	S _{п 326} , мм	
Hanavmanuar	44,2	6,56	0,7	0,11	
павантаження	71,4	10,6	1,51	0,61	
ПЛИТИ	97,2	14,6	2,48	0,92	
Розвантаження плити	71,4	14,2	2,35	0,98	
	44,2	13,7	2,27	0,88	
	0	13,2	2,17	0,8	
Відпочинок 28 діб	-	8,5	1,5	0,5	

Результати осідань плити з отвором, дослідної палі і сусідньої

110



Рисунок 3.9 – Технологічна послідовність проведення експерименту: а – бетонна підготовка; б – плита ростверку; в – прикладання навантаження 292,4 кН; г – прикладання навантаження до максимального 642,4 кН

Спостереження за деформаціями плити, дослідної палі і сусідніх паль відбувалися протягом 1 місяця. Одразу після зняття навантаження був зафіксований за рахунок пружної роботи ґрунту підйом паль і плити на 0,3 мм та 1,4 мм від результатів, отриманих під час максимального

В

навантаження. Вже через 28 днів був зафіксований додатковий підйом плити – на 6,1 мм, а палі – на 1мм (табл. 3.2).

За результатами випробувань побудовано графіки залежності осідання плити ростверку, дослідної і сусідніх паль від навантаження тільки плити S=f(P). З аналізу графіку (рис. 3.10) видно, що у результаті навантаження плити відбулось її переміщення на 14,6 мм, що у свою чергу сприяло довантаженню дослідної палі №327 і її переміщенню на 2,48 мм. Також зафіксовані осідання сусідньої палі №326, розташованої на відстані 3 м до значення 0,92 мм.



У процесі натурного експерименту за рахунок дії довантажувальних сил тертя вздовж палі виявлені залежності переміщення дослідної палі та паль, розташованих на певній відстані, від переміщень плити, нез'єднаної з дослідною палею. Значення переміщення дослідної палі №327 склало 17 % від загального осідання плити, а переміщення сусідньої палі №326, що знаходилась на відстані 3 м від дослідної палі – 6,3 % від загального осідання плити.

3.1.3 Зміна фізичних характеристик ґрунтів основи після навантаження плити, нез'єднаної з палею

Дослідження зміни характеристик ґрунтів основи під плитою після навантаження плити, що нез'єднана з палею, виконано методом динамічного зондування і шляхом лабораторних випробувань зразків ґрунту.

Послідовне навантаження плити ростверку (на початку нез'єднаної з дослідною палею) викликає складний НДС і ущільнення грунтової основи під впливом осідання плити, тому так важливо мати можливість визначати характеристики грунтів основи під плитою експрес-методами. Одним з таких методів досліджень ґрунту є динамічне зондування. Для зведення пальового фундаменту при послідовному навантаженні його елементів методи прискореного випробування ґрунтів є дуже актуальним питанням, за допомогою якого можна за обмежений час перевірити необхідні параметри грунту (змін стану і характеристик ґрунту). Застосування таких методів дозволить виявити, наприклад, причини виникнення нерівномірних осідань плити, нез'єднаної з дослідною палею на початковому етапі будівництва, і побачити тенденцію до утворення крену. Також інформація про зміну стану і характеристик ґрунту під плитою дозволить фактично визначити, після зведення якого поверху необхідно з'єднувати плиту ростверку з палями і включати тим самим їх в роботу, також це дозволить фактично визначити черговість з'єднування паль, зокрема які палі необхідно включати в роботу першочергово (за дотриманням головних засад способу, детально описаного у підрозділі 5.5 даної роботи).

Оскільки включення елементів в роботу залежить не тільки від конструктивних особливостей запропонованої методики, але і безпосередньо від НДС навантаженої основи плити на першому етапі, тому для ефективного методу оцінки просторової зміни властивостей ґрунтів по глибині у результаті навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, обрано динамічне зондування.

Випробування грунту методом динамічного зондування виконувалося за допомогою установки, яка забезпечувала занурення зонда ударним способом. Так як дослідження ґрунту проводилося у обмежених умовах (важкодоступних місцях), застосовувалась універсальна установка для динамічного зондування «ДИИТ-3» [98, 107], конструкція якої зображена на рис. 3.11. Процес занурення зонду відбувався за рахунок дії ударного навантаження (10 кг) зі зміною показників опору ґрунту переміщенню зонду.



Рисунок 3.11 – Схема приладу для динамічного зондування, який складається з наступних елементів: 1 – молот (m = 10 кг); 2 – з'ємна направляюча зі стопором висоти падіння молота, 3 – ковадло; 4 – штанга з відмітками (з кроком 1 дм); 5 – з'ємний конус зонду з кутом при вершині 60°.

Така нескладна конструкція приладу і його обмежені габарити забезпечують зручність у експлуатації та значну продуктивність. За допомогою малогабаритних установок «засобів малої механізації» [96] динамічне зондування можна реалізовувати через отвори у бетонній підлозі підвальних приміщень чи плити, як в нашому випадку. При глибині зондування більш ніж на 1 м [98], як правило, використовують одноразовий конус зонду, який залишається у ґрунті.

У нашому випадку, для дослідження ґрунту безпосередньо під плитою було виготовлено отвори діаметром 120 мм за допомогою спеціального обладнання «Титан» (рис. 3.12а).



Рисунок 3.12 – Створення отворів у плиті для занурення зонду із застосуванням обладнання «Титан» (а); плита з отворами підготовлена для зондування у двох точках (б).

Всього на дослідній ділянці визначено 5 точок для зондування, схема розташування яких зображена на рис 3.13. Дві точки (№4 та №5) в межах плити, біля дослідної палі, дві буля сусідньої палі (№3 та №2), розташованої на відстані 3 м, і одна за межами дослідної ділянки №1 (там, де деформацій ґрунту від дії навантаження і осідання плити не відбувалось).



Рисунок 3.13 – Схема розташування п'яти точок для зондування в межах дослідної ділянки

В процесі випробування відбувалася фіксація кількості ударів молота при зануренні довжини штанги зонду на 1 дм. За технологічними особливостями конструкції (рис. 3.11), необхідно було створювати перерви під час проведення зондування для нарощування штанг приладу [96].

Випробування грунту у точках №1 та №4 (рис. 3.14а) закінчувалося після досягнення заданої глибини занурення зонда, а в точках №2, 3, 5 – після досягнення випадку різкого збільшення опору ґрунтів зондуванню (рис. 3.14б). Різке збільшення опору ґрунту характеризувалося збільшенням ударів на 1 дм. З метою запобігання згину штанг, занурення зонду завершалось у випадку переміщення зонду на 2-3 см за 10 ударів.

Також динамічне зондування дозволяє визначити рівень ґрунтових вод. Після вилучення штанг у точках №1 та 4 було виявлено, за рахунок

змочування поверхні штанги, що рівень ґрунтових вод зялягав на глибині 2,9 м від поверхні, що різнилося з даними інженерно-геогічних вишукувань, і свідчить про пониження рівня ґрунтових вод за останні роки.



Рисунок 3.14 – Фото процесу динамічного зондування грунту: а – під плитою (точка №4 відповідно схеми рис. 3.13); б – біля сусідньої палі №326 (точка №3 відповідно схеми рис. 3.13)

Обробка результатів динамічного зондування. Умовний динамічний опір ґрунту зондуванню – опір занурення динамічного зонда, віднесений до площі основи конуса (лобового перерізу) від одного удару молота. Умовний динамічний опір ґрунту з глибиною розраховується за значеннями кількості ударів на залог (переміщення зонду на 1 дм). Умовний динамічний опір ґрунту зондуванню P_d (МПа) обчислювався за формулою за даними вимірювань, отриманих у процесі випробування:

$$P_d = \frac{A \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot n}{h},$$

де А – питома енергія зондування;

n – кількість ударів при зануренні зонда на 1 дм;

h – глибина занурення зонда (h=1 дм);

К₁ – коефіцієнт урахування витрат енергії при ударі молота об ковадло і на пружні деформації штанг;

К₂ – коефіцієнт урахування втрат енергії на тертя штанг об ґрунт, який визначають в залежності від зусилля при повороті штанг.

Динамічне зондування в точці №1 проводилося на відстані 4,7 м від дослідної палі. Результати розрахунків занесені у таблиці 3.3-3.4, де динамічний опір зондуванню виражений у значеннях показника Р_d, Мпа.

За результатами побудовані стовпчикові (а) та поінтервальні (б) графіки зміни умовного динамічного опору Р_d з глибиною у точках: №1 (рис. 3.15), №2 (рис. 3.16), №3 (рис. 3.17), №4 та №5 (рис. 3.18).



Рисунок 3.15 – Стовпчиковий (а) і поінтервальний (б) графіки зміни умовного динамічного опору Р_d з глибиною у точці №1

Таблиця 3.3.

Значення умовного динамічного опору грунту в точках №1, 2, 3

Точка №1		То	чка №2	Точка №3		
Глибина	Умовний	Глибина	Умовний	Глибина	Умовний	
занурення	динамічний	занурення	динамічний опір	занурення	динамічний	
зонда	опір грунту	зонда Н, м	грунту	зонда Н, м	опір грунту	
Н, м	Р _d , МПа		P _d , MΠa		Р _d , МПа	
0.1	0,106	0.1	0,133	0.1	0,080	
0.2	0,159	0.2	0,212	0.2	0,186	
0.3	0,266	0.3	0,239	0.3	0,345	
0.4	0,345	0.4	0,319	0.4	0,425	
0.5	0,398	0.5	0,425	0.5	0,531	
0.6	0,398	0.6	0,398	0.6	0,584	
0.7	0,398	0.7	0,451	0.7	0,664	
0.8	0,266	0.8	0,425	0.8	0,743	
0.9	0,345	0.9	0,478	0.9	0,717	
1	0,319	1	0,478	1	0,611	
1.1	0,292	1,1	0,504	1.1	0,690	
1.2	0,372	1,2	0,611	1.2	0,690	
1.3	0,403	1,3	0,755	1.3	0,604	
1.4	0,478	1,4	0,831	1.4	0,705	
1.5	0,503	1,5	0,881	1.5	0,805	
1.6	0,463	1,6	0,787	1.6	0,811	
1.7	0,417	1,7	0,787	1.7	0,811	
1.8	0,347	1,8	0,811	1.8	0,787	
1.9	0,278	1,9	0,880	1.9	0,764	
2	0,301	2	0,903	2	0,695	
2.1	0,533	2,1	1,065	2.1	0,741	
2.2	0,648	2,2	1,204	2.2	0,880	
2.3	0,602			2.3	0,996	
2.4	0,625		-	2.4	1,135	
2.5	0,552			2.5	1,060	
2.6	0,464		-	2.6	1,170	
2.7	0,486		-			
2.8	0,574					
2.9	0,618					
3	0,729					
3.1	0,883					
3.2	0,596					
3.3	0,375					
3.4	0,552					
3.5	0,552					
3.6	0,508					
3.7	0,571					
3.8	0,762					
3.9	0,677					
4	0,254					



Рисунок 3.16 – Стовпчиковий (а) і поінтервальний (б) графіки зміни умовного динамічного опору Р_d з глибиною у точці №2



Рисунок 3.17 – Стовпчиковий (а) і поінтервальний (б) графіки зміни умовного динамічного опору Р_d з глибиною у точці №3

Таблиця 3.4.

Значення умовного динамічного опору грунту в точках №4 та №5

Точка №4		Точка №5				
Глибина занурення	Умовний динамічний	Глибина занурення	Умовний динамічний			
зонда Н, м	опір грунту Р _d , МПа	зонда Н, м	опір грунту Р _d , МПа			
0.1	0,212	0.1	0,133			
0.2	0,266	0.2	0,239			
0.3	0,425	0.3	0,398			
0.4	0,531	0.4	0,504			
0.5	0,664	0.5	0,743			
0.6	0,531	0.6	1,035			
0.7	0,558	0.7	0,956			
0.8	0,637	0.8	0,876			
0.9	0,637	0.9	0,903			
1	0,584	1	0,850			
1.1	0,531	1.1	0,876			
1.2	0,504	1.2	0,797			
1.3	0,503	1.3	0,957			
1.4	0,629	1.4	0,982			
1.5	0,705	1.5	1,082			
1.6	0,602	1.6	0,857			
1.7	0,602	1.7	0,834			
1.8	0,533	1.8	0,811			
1.9	0,509	1.9	0,857			
2	0,486	2	0,811			
2.1	0,417	2.1	0,834			
2.2	0,347	2.2	0,787			
2.3	0,394	2.3	0,741			
2.4	0,602	2.4	0,764			
2.5	0,773	2.5	0,795			
2.6	0,685	2.6	0,773			
2.7	0,773	2.7	0,905			
2.8	0,839	2.8	1,082			
2.9	0,861	2.9	1,148			
3	0,928	3	1,215			
3.1	0,972					
3.2	0,707					
3.3	0,486					
3.4	0,574					
3.5	0,618					
3.6	0,773					
3.7	0,741					
3.8	0,868					
3.9	0,825					
4	0,571					



Рисунок 3.18 – Стовпчиковий (а) і поінтервальний (б) графіки зміни умовного динамічного опору Pd з глибиною у точках №4, 5

Для порівняння і наглядного спостереження побудовано графіки зміни умовного динамічного опору P_d з глибиною у всіх точках, зокрема у точках N_2 1 і 4 (рис. 3.20) та в точках N_2 2, 3 і 5 (рис. 3.19). Групування та побудова графіків відбувалось за критерієм відстані точки динамічного зондування від паль – 20 см (відповідно схеми на рис. 3.19).

Слід відзначити, що графік умовного динамічного опору для точки №5 будувався за результатами випробування, отриманими безпосередньо під плитою. З рис. 3.19 видно, що графік P_d для точки №5 має більші показники, що помітно за рахунок зростання кривої лінії з глибиною на 0,6 м в порівнянні зі значеннями точок №2 та 3. Це пояснюється зміною фізичних характеристик ґрунту за рахунок впливу навантаження, прикладеного на плиту, що складало 97,2 кН/м².



Рисунок 3.19 – Графік зміни умовного динамічного опору Р_d в залежності від глибини занурення зонду для точок №2, 3 та 5.

Графік Р_d для точки №2 має найменші показники до глибини 1,7 м. Це пояснюється тим, що вплив від плити, яка викликала затягування сусідньої палі, був значно менший.

Порівнюючи графіки в точках №1 та №4 можна простежити, що тенденція їх поведінки дуже подібна, але значно відрізняється до глибини 1,3 м за рахунок ущільнення ґрунту під плитою (рис. 3.20). Точка №4 знаходиться на відстані 92,5 см від грані дослідної палі та в межах дії навантаження від плити. Питомий опір в точці №4 дещо більший опору під вістрям наконечнику зонду ніж в точці №1, що пояснюється впливом плити та оточуючих паль.



Рисунок 3.20 – Порівняння графіків зміни умовного динамічного опору Р_d в залежності від глибини занурення зонду для точок №1 та 4.

Порівняння графіків для п'яти точок (рис. 3.21) показує найбільше збільшення опору довкола паль (точки № 2, 3 та 5) та під плитою, зокрема у точці №5.



Рисунок 3.21 – Порівняння графіків зміни умовного динамічного опору Р_d в залежності від глибини занурення зонду для точок №1-5.

Також можна зробити висновок, що з глибиною значення умовного динамічного опору в точках №2, 3 та 5 більші від точок №1 та 4 не тільки за рахунок ущільнення ґрунту плитою, але і за рахунок технологічних особливостей улаштування паль забиванням, яке, в свою чергу, викликало ущільнення ґрунту.

Обробка результатів і лабораторних випробувань зразків ґрунтів. Згідно з [29], методи польових випробувань ґрунтів зондуванням застосовують у комплексі з іншими видами інженерно-геологічних робіт. Така вимога подібна вимогам Єврокоду 7 [143], в якому розрахункові значення механічних характеристик ґрунтів приймаються з кореляції результатів польових і лабораторних випробувань [17, 18, 41].

Для проведення кількісної оцінки характеристик фізико-механічних властивостей ґрунтів за результатами зондування здійснюють на основі статично обґрунтованих залежностей між показниками опору ґрунтів зануренню зонда та показниками характеристик ґрунтів, які визначені за умовними прямими методами дослідження ґрунтів [29, 46].



Рисунок 3.22 – Розробка чотирьох шурфів (а) на певній відстані від точок зондування на глибину до 1 м для відбирання зразків (б)

Тому на дослідній ділянці було розроблено чотири шурфи на певній відстані у плані від усіх точок зондування (окрім точки №5) і проведено відбір зразків ґрунту у ріжучі кільця для визначення основних фізичних і похідних характеристик на глибину до 1 м. Нумерація шурфів відповідає точкам зондування (схема на рис. 3.13). Кількість зразків відбору ґрунту обиралася в залежності від кількості ударів молота при зондуванні в кожній точці відповідно. Випробування зразків ґрунту виконувалось у лабораторії механіки ґрунтів кафедри основ і фундаментів ДВНЗ ПДАБА. Результати лабораторних випробувань наведено у табл. 3.5. На рис. 3.23 наведена апроксимація значень залежності P_d від коефіцієнтів пористості *е* ґрунту.

Таблиця 3.5

Кількість ударів	е, д.о.	е, д.о.	е, д.о.	е, д.о.
молота, шт	(Шурф №1)	(Шурф №2)	(Шурф №3)	(Шурф №4)
5	0,7 (z = 0,3 м)	0,69 (z = 0,1 м)	0,64 (z = 0,2 м)	-
10	-		-	0,62 (z = 0,2 м)
15	0,62 (z = 0,6 м)	0,64 (z = 0,6 м)	-	-
20	-	-	0,61 (z = 0,5 м)	0,61 (z = 0,40 м)
25	-	-	0,62 (z = 0,7 м)	0,61 (z = 0,7 м)

* z – глибина відбору зразків грунту у ріжучі кільця

n



Рисунок 3.23 – Графік залежності Р_d від коефіцієнту пористості е грунту

За результатами обробки лабораторних випробувань зразків ґрунту було помічено, що зміна коефіцієнтів пористості в межах дії плити ростверку відрізняється, в залежності від глибини занурення на 3-4 %, а за її межами згідно випробувань у шурфах №1 та 2 – на 10 %.

Таким чином, методом динамічного зондування і шляхом лабораторних випробувань зразків ґрунту доведено, що навантаження фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з дослідною палею, впливає на зміну характеристик ґрунтів основи під плитою, що сприяє покращенню характеристик ґрунту (щільність, коефіцієнт пористості) і приводить до збільшення опору ґрунту в зоні дії основи плити на глибину 0,7b від ширини плити b=2,6 м.

Зокрема, за результатами динамічного зондування для точки №5, що розташована під плитою в безпосередній близькості до дослідної палі, опір ґрунту демонструє найбільші показники порівняно з іншими точками дослідної ділянки.

3.2 Вплив послідовного навантаження плитного ростверку і окремо палі, нез'єднаних між собою, на їх переміщення в умовах реального будівництва

У цьому підрозділі наведені результати дослідження впливу послідовного навантаження плитного ростверку і окремо експериментальної палі, нез'єднаних між собою, на їх осідання в умовах реального будівництва багатоповерхового житлового будинку з підземним паркінгом в м. Дніпро.

Конструктивно будівля складається з трьох різноповерхових частин, розділених між собою температурними швами. Будівля запроектована по жорсткій схемі з монолітними залізобетонними колонами, міжповерховими перекриттями, діафрагмами жорсткості (стінами сходових клітин, ліфтових шахт). Фундаменти – пальові, з плитним суцільним єдиним ростверком під всі секції будівлі, товщиною 1400 мм. Розташування паль за раціональною схемою з концентрацією під плитою в місцях з найбільш зосередженими навантаженням від конструкцій каркасу.

Для проведення дослідження в якості експериментальної палі з пальового поля, з числа робочих паль, фундаменту виділено дослідну палю №135 (рис. 3.24).



На майданчику будівництва виконані буроін'єкційні палі довжиною 14,0 м з діаметром стовбура 520 мм. Дослідна буроін'єкційні паля була виготовлена буровою установкою за CFA-технологією. Виготовлення палі відбувалось з спланованої поверхні котловану (абс. позн. 67,25 м) за умови заглиблення низу палі в піски IГЕ-8 до (абс. позн. 53,25 м) (рис. 3.25). Характеристики ґрунтів майданчику наведено на рис. 3.25.

Для дослідження конструктивно було розділено плиту ростверку і палю (рис. 3.25), для цього заздалегідь у плиті на етапі її бетонування було виконано отвір довкола експериментальної палі, що детально описано в роботах [9, 98].



Рисунок 3.25 – Схематичне розташування експериментальної палі

Послідовне навантаження плити відбувалось у процесі поступового зведення будівлі. Для проведення даного дослідження було виокремлено наступні етапи: I етап: статичне навантаження плити ростверку, нез'єднаної з палею, вагою трьох поверхів каркасу (рис. 3.26, а, б).

II етап: навантаження окремо палі, нез'єднаної з плитою ростверку, статичним осьовим вдавлювальним навантаженням (І цикл) після відпочинку без навантаження терміном більше 150 діб (плита ростверку навантажена вагою трьох поверхів каркасу будівлі) [98].

III етап: статичне навантаження плити, нез'єднаної з палею, загальною вагою 18 поверхів каркасу (рис. 3.26, в, г).

IV етап: навантаження окремо палі, нез'єднаної з плитою ростверку, осьовим вдавлювальним навантаженням (ІІ цикл) після відпочинку без навантаження терміном більше 600 діб (плита ростверку навантажена вагою 18 поверхів каркасу будівлі) [100].

V етап: статичне навантаження плити, нез'єднаної з палею, загальною вагою 18-24 поверхів каркасу будівлі (а також додатково експлуатаційні навантаження) і з'єднання палі з плитою ростверку в єдину конструкцію.

Фактично навантаження палі, нез'єднаної з плитним ростверком, відбувалось при її випробуванні статичним вдавлювальним навантаженням, яке виконувалось двома циклами. Фізико-механічні показники ґрунтів майданчику будівництва, геометричні показники пальового фундаменту, технологія виготовлення палі та конструкція анкерного стенду для випробування детально описано і наведено у [98].

Після виготовлення палі, до початку та після кожного циклу випробувань проводився контроль за довжиною палі та суцільністю її стовбура неруйнівним методом – ехолокацією.

Враховуючи наявність під ростверком шару суглинків, що просідають ,(ІГЕ-4) потужністю 3,4 м, випробування дослідної палі виконувалось в попередньо замочених ґрунтах осідань. Для цього до влаштування ростверку були пробурені навкруги дослідної палі чотири дренажні

свердловини глибиною 3,4 м з подальшим засипанням їх щебенем. Подача води відбувалась безпосередньо перед, та під час проведення випробувань.



Рисунок 3.26 – Етапи зведення багатоповерхового будинку та випробування палі, нез'єднаної з ростверком, І цикл (а, б) та ІІ цикл (в, г): а, в – анкерний стенд; б, г – загальний вигляд зведених поверхів будівлі.

Під час II циклу випробувань статичне навантаження передавалось поступово ступенями по: 400 кН (перші три ступені), 200 кН (наступні

шість), 100 кН (подальше навантаження). Устаткування для фіксації деформацій та методика проведення випробувань детально описані у [98, 100].

Спеціально для проведення II циклу навантаження палі, передбачаючи те, що під час II циклу на палю можна передати більше навантаження, конструкція анкерного стенду була посилена шляхом встановлення між анкерним стендом і ребром жорсткості каркасу будівлі металевого двотаврового елементу (двотавр) для виключення руйнування конструкцій стенду і передачі частини навантаження на несучу конструкцію будівлі (рис. 3.27).



Рисунок 3.27 – Схема анкерного стенду, підсилена металевою двотавровою балкою

Для порівняння результати випробувань двох циклів представлено в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6

	Витрати бетону на палю, м ³		— BHH	ку" з дати	ку" після сення, діб	интаження на	Осідання	н S, мм	алі після	
Діаметр паль, мм	Довжина, м	проектні	фактичні	Цикли "навантаже розвантаження"	Період "відпочин виготовлення, діб	Період "відпочин першого навантаж	Максимальне навз палю Р _{тах} , кН	при максимальному навантаженні	при розвантаженні	Пружний підйом г розвантаження
520	14.0	2 74	2.96	Ι	152	-	3 200	41,55	32,40	9,15
520	14,0	3,74	3,80	II	152+600	600	3 800	40,32	29,78	10,54

Результати двох циклів статичного випробування палі, нез'єднаної з плитою

За даними журналу статичного випробування дослідної палі були побудовані графіки залежності осідання від навантаження S=f(P), параметри якого приведені на рис. 3.28.

З аналізу графіку (рис. 3.28) видно, що осідання буроін'єкційної палі при її максимальному навантаженні І циклу З 200 кН у 41,55 мм (натурні випробування). Осідання палі після її розвантаження і підйому на 9,15 мм склало 32,4 мм.

II цикл демонструє зменшення осідання на 54 % з 41,55 до 19,03 мм при навантаженні 3 200 кН (яке дорівнює максимальному значенню навантаження при I циклі), що підтверджує максимальне вичерпання пластичних деформацій під час I циклу. При II циклі залежність осідань від навантаження демонструє практично лінійний характер до певного показника навантаження у 2 600 кН.

Повторне статичне навантаження натурної палі (II цикл) демонструє збільшення навантаження на 600 кН (до максимального значення 3 800 кН) в порівнянні з максимальним значенням навантаження при I циклі, що складає різницю у 18,75 % (рис. 3.28).



За моніторингу осідань результатами пальового фундаменту багатоповерхового будинку і окремо палі з'ясовано, що в періоди відпочинку палі, нез'єднаної з плитним ростверком, без навантаження її переміщення склало 4,77 мм і було спровоковано довантажувальними силами тертя від осідання плитного ростверку пальового фундаменту, що складає майже 30 % від осідань ростверку (максимальне значення у 16.5 мм). Слід зазначити, ЩО довантаження палі за рахунок довантажувальних сил тертя відбувалось інтенсивніше під час II циклу, навіть після ущільнення послабленого ґрунту під нижнім торцем буроін'єкційної палі (крива 1 на рис. 3.28) [9], можна припустити, що за умови послабленого ґрунту під нижнім торцем палі та більшого значення

загального осідання пальового фундаменту переміщення палі від довантажувальних сил тертя були б більші.

Також слід зазначити, що максимальне значення осідання плитного ростверку пальового фундаменту в 16,5 мм складає 11 % від максимального граничного допустимого осідання S_u =150 мм, яке сьогодні регламентується за ДБН В.2.1-10-2009 [71]. Це свідчить про завищені при проектуванні коефіцієнти запасу і про те, що за такого значення осідання (*S*≤20 мм) нижній торець паль не включається в загальну роботу пальового фундаменту (за даними проф. Бойка І.П., які викладено у п. 1.2 даної роботи).

Висновки до розділу 3

1. Отримано нові дослідні залежності «навантаження – осідання» для фрагменту пальового фундаменту в польових умовах, в якому послідовно навантажувалась плита ростверку, нез'єднана з палею, що дозволило зафіксувати залежність осідань палі від осідань плити, підтвердити можливість контролювати такі переміщення та управляти ними, а ефект довантаження паль за таких умов вважається корисним.

2. Значення залежності величини осідання дослідної палі №327 від загального осідання плити склало 17,8 %, а осідання сусідньої палі №326, розташованої на відстані 3 м від дослідної палі – 6,3 % від загального осідання плити.

3. Доведено, що навантаження фрагменту плити з отвором, нез'єднаної з дослідною палею, впливає на зміну характеристик ґрунтів основи під плитою, що сприяє покращенню показників щільності та коефіцієнту пористості і приводить до збільшення опору ґрунту в зоні дії основи плити на глибину 0,7*b* від ширини плити b=2,6 м. 4. За результатами обробки лабораторних випробувань зразків грунту було помічено, що зміна коефіцієнтів пористості в межах дії плити ростверку відрізняється, в залежності від глибини занурення на 3-4 %, а за її межами згідно випробувань у шурфах №1 та 2 – на 10 %.

5. Зафіксовано, що повторне статичне навантаження натурної буроін'єкційної палі (ІІ цикл) демонструє збільшення максимального навантаження на 600 кН (до максимального значення 3 800 кН) в порівнянні з максимальним значенням навантаження при І циклі, що складає різницю у 18,75 %.

6. II цикл навантаження демонструє зменшення осідання на 54 % з 41,55 до 19,03 мм при навантаженні 3 200 кН (яке дорівнює максимальному значенню навантаження при I циклі), що підтверджує максимальне вичерпання пластичних деформацій під час I циклу.

7. За результатами моніторингу осідань пальового фундаменту багатоповерхового будинку і окремо палі з'ясовано, що в періоди відпочинку (без навантаження) палі, нез'єднаної з плитним ростверком, її переміщення склало 4,77 мм і було спровоковано довантажувальними силами тертя від осідання плитного ростверку пальового фундаменту (максимальне значення у 16,5 мм), що складає майже 30 % від осідань ростверку.

РОЗДІЛ 4

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НДС ОСНОВИ НЕЗ'ЄДНАНИХ МІЖ СОБОЮ ЕЛЕМЕНТІВ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ, ПОСЛІДОВНО НАВАНТАЖЕНИХ В НАТУРНИХ УМОВАХ

Послідовне навантаження складових елементів пальового фундаменту викликає складний НДС ґрунтової основи і створює багатофакторну систему на кожному етапі навантаження окремого елементу, які нез'єднані між собою.

Сучасне геотехнічне проектування неможливе без попереднього варіантного моделювання взаємодії ґрунтової основи 3 пальовим особливо зміну послідовності фундаментом, якщо йдеться про навантаження його елементів, відмінну від традиційної послідовності.

Зрозуміло, що сьогодні моделювання такої складної багатофакторної системи можливо тільки з використанням числових методів, реалізованих у сучасних програмних комплексах. У спеціалізованих геотехнічних програмних комплексах передбачені моделі грунту, що враховують нелінійне деформування ґрунтового середовища, але їх застосування потребує ідентифікації параметрів, чутливих до зміни інтенсивності навантажень та послідовності комбінацій навантажень.

Найбільш дієвий метод для оцінювання результатів числового моделювання – це порівняння з результатами експериментальних досліджень та випробувань паль та повномасштабних фрагментів пальових фундаментів у натурних умовах.

Тому даний розділ присвячено числовому моделюванню НДС основ складових елементів пальового фундаменту, нез'єднаних між собою, при їх послідовному навантаженні [43] шляхом розв'язання контрольних та тестових задач. Вихідними даними для моделювання і оцінювання адекватності результатів були дані натурних експериментів, які детально викладені у третьому розділі даної роботи.

Зокрема, виконано теоретичне дослідження перерозподілу довантажувальних сил тертя на бічній поверхні палі від зміни навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, шляхом числового моделювання НДС їх основи в двох програмних комплексах: Plaxis 3D та Ansys. Проведений аналітичний розв'язок асимптотичним методом у програмному середовищі Марle і порівняно з даними повномасштабних натурних досліджень.

Також в межах даного розділу виконано числове моделювання НДС основи пальового фундаменту за умови послідовного статичного навантаження плитного ростверку і окремо навантаження палі, нез'єднаних між собою, і порівняно з даними переміщень у натурних умовах реального будівництва багатоповерхового будинку.

4.1 Числове моделювання зміни довантажувальних сил тертя на бічній поверхні палі від навантаження фрагменту плити, нез'єднаної з натурною палею, у ПК Plaxis 3D

Вхідними моделювання були УМОВИ даними ДЛЯ проведення повномасштабного натурного експерименту (детально наведені у підрозділі 3.1 даної роботи), при якому навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, виконувалось вагою вантажів. За схемою розташування паль у пальовому полі відповідно проектного рішення об'єкту (рис. 3.3 та 4.1а) була розроблена розрахункова схема навантаження фрагменту плити з отвором навколо палі (рис. 4.1б) і створена скінченно-елементна модель грунтової основи (рис. 4.2а). У розрахункову область були включені масив грунту, плита з отвором розмірами 2,6×2,6×0,3 м, дослідна (№327) і оточуючі палі, розташовані на відстані 2,5 і 3 м (№326), та прикладене



навантаження *P* на фрагмент плити з отвором довкола дослідної палі (рис. 4.1) [103, 154].

Рисунок 4.1. – Схема розташування дослідних паль і фрагменту плити в плані (а) та розташування палі на інженерно-геологічному перерізі, розрахункова схема (б): *P* – навантаження на фрагмент плити з отвором.

Відомо, що зона впливу палі на оточуючий масив обмежена як по радіусу, так і по глибині [115], тому, в якості розрахункової, можна розглядати модель ґрунтового масиву обмежених розмірів. Зазвичай, геометричні розміри масиву ґрунту під час моделювання приймаються після розв'язання ряду тестових задач, за допомогою яких визначаються межі розповсюдження ізополів переміщень. Тому, в ПК Plaxis 3D, в якості розрахункової області, розглядався масив багатошарової основи обмежених розмірів $30 \times 30 \times 15$ м (рис. 4.2а). На рис. 4.2а зображена скінченноелементна модель ґрунтової основи, яка складається з п'яти інженерногеологічних елементів (ІГЕ), на рис. 4.26 – модель плити з отвором і дослідна та оточуючі палі, геометричні розміри і розташування яких відповідають реальним умовам повномасштабного натурного експерименту (рис. 4.1).



Рисунок 4.2. – Скінченно-елементна модель масиву ґрунту (а) і плити з отвором, дослідної і сусідніх паль (б) у ПК Plaxis 3D

В межах поставленої задачі моделювання просторової задачі НДС основи палі та нез'єднаної з нею плити з отвором при «навантаженні – розвантаженні» тільки плити було виконане у ПК Plaxis 3D. Така схема подібна до привантаження ґрунтового масиву довкола паль, що використовувалася у роботах [156, 157, 158] для моделювання дії довантажувальних сил тертя вздовж бічної поверхні паль.

Навантаження *P* було прикладене (рис. 4.16) за три ступені, максимальне значення якого на останній ступені складало 97,2 кН/м². Результати кожної ступені навантаження ставали початковими умовами для наступної. Розбивка розрахункової області на скінченні елементи відбувалась автоматично.

Розв'язання поставленої задачі виконувалось у нелінійній постановці з використанням пружно-пластичної моделі зі зміцненням ґрунту – Hardening

Soil Model (HS-модель). Не дивлячись на те, що HS-модель є дуже розповсюдженою сьогодні і за її допомогою розв'язують різноманітні геотехнічні задачі [136, 171], її застосування потребує проводити підбір та перевірку характеристик у відповідності до індивідуальних інженерногеологічних умов [139] шляхом розв'язання тестової зворотної задачі [130, 140], а також створення алгоритму її розв'язання.

Для розрахунку серії задач необхідно коригування чутливих параметрів, зокрема модулів деформації [111] згідно з [93] $E_{50}^{ref} = 0,8(0,9) \cdot E_0$, де E_0 – модуль деформації, який визначається на першій лінійній ділянці при девіаторному навантаженні (приймається 1/2 – 1/3 від напруження руйнування).

Для завдання початкових ґрунтових умов важливо визначити значення коефіцієнтів K_0 , OCR (коефіцієнт переущільнення ґрунту) та POP (коефіцієнт тиску попереднього ущільнення від власної ваги ґрунту). Це має велике значення для оцінки зусиль навколишнього середовища та для визначення початкових умов [58, 59]. Серед недоліків HS-моделі слід відзначити те, що вона не враховує анізотропію міцності [112] та не здатна належним чином відтворювати надмірні сили зрушення у випадку, коли кут дилатансії ψ [13] більший за нуль.

Як вже зазначалось, найбільш надійним способом перевірки адекватності результатів числового моделювання є порівняння з даними натурних експериментів [39], маючи які, можна за допомогою тестових зворотних задач коригувати чутливі параметри HS-моделі у відповідності індивідуальним регіональним геологічним умовам [72]. Підібрані для моделювання в ПК Plaxis 3D фізико-механічні показники грунтів з урахуванням рівня грунтових вод (табл. 4.1) відповідають властивостям майданчику, на якому проведено повномасштабний натурний експеримент (підрозділ 3.1 даної роботи). На початковому етапі моделювання масиву ґрунту використовувалася функція K₀-procedure, за допомогою якої можна генерувати вертикальні напруження в стані рівноваги за власною вагою. Для використання K₀procedure необхідно враховувати деяке спрощення, щоб усі шари ґрунту були паралельні, оскільки повна рівновага досягається тільки у випадку рівномірного контакту шарів ґрунтового масиву [93].

Таблиця 4.1

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву натурного повномасштабного експерименту, ідентифіковані для ПК Plaxis 3D

	Інженерно-геологічний елемент (ІГЕ)				Од.		
Параметр і його позначення	ΙΓΕ-2	ΙГЕ-3	ΙГЕ-4	ΙΓΕ-5	ΙΓΕ-6	ΙΓΕ-7	ВИМ.
	Суглинов	Пісок	Суглинок	Суглинок	Пісок	Пісок	
Тип поведінки матеріалу		Д	ренований	í (Drained)		
Питома вага ґрунту вище РГВ, <i>Yun sat</i>	15,8	19,1	16,7	17,5	19,2	19,4	кН/м ³
Питома вага грунту нижче РГВ, γ _{sat}	16,4	19,1	16,7	17,5	19,2	19,4	кН/м ³
Січний модуль деформації при 50 % руйнуючого девіаторного напруження, <i>E</i> ^{ref} ₅₀	8100	26100	5400	6480	27000	31500	кН/м ²
Дотичний модуль деформації при компресійних випробуваннях, <i>E</i> ^{ref} _{oed}	16200	26100	10800	12960	27000	31500	кН/м ²
Модуль деформації при розвантаженні і повторному навантаженні, <i>E</i> ^{ref} _{ur}	40500	78300	32400	64800	81000	94500	кН/м ²
Ступінь жорсткості для гіперболічної залежності від напружень, <i>т</i>	0,5	0,75	0,5	0,5	0,55	0,55	_
Зчеплення, <i>с_{ref}</i>	13,4	2	10	13,4	2	1	кН/м ²
Кут внутрішнього тертя, φ	18	31	13	14	31	34	0
Кут дилатансії, <i>ψ</i>	0	1	0	0	1	4	0
Коефіцієнт Пуассона при повторному навантаженні, <i>v_{ur}</i>	0,4	0,30	0,4	0,4	0,30	0,30	-
Коефіцієнт бічного тиску, Ко	0,6	0,7	0,7	0,7	0,6	0,6	_
Коефіцієнт пористості, е	0,922	0,642	0,887	0,818	0,63	0,593	
Коефіцієнт зниження міцності, <i>R_{int}</i>	0,6	0,8	0,8	0,8	0,9	0,9	

Під час моделювання було враховано значення коефіцієнту бічного тиску, K_0 . На практиці значення K_0 для ущільненого ґрунту допускається визначати за емпіричною формулою: $K_0=1-sin\varphi$ (формула Джекі). У випадку розрахунку щільного ґрунту значення K_0 не співпадає із результатом, отриманим за формулою Джекі [93].

На наступному етапі моделювались дві палі поперечного перерізу 350×350 мм довжиною 8,8 м та чотири палі – по 10,1 м (рис. 4.2б), а також плита (товщина 0,3 м) з отвором, виготовлена навколо дослідної палі, характеристики яких наведені в табл. 4.2. Паля квадратного перерізу моделювалась за рахунок створення просторового об'ємного елементу, якому було призначено характеристики бетону (табл. 4.2).

Таблиця 4.2

Характеристики матеріалу плити та паль для числового

Параметр	Позначення	Плита та палі	Од. вим.
Питома вага	γ	25	кН/м ³
Тип поведінки	Туре	Лінійне, ізотропне	—
Модуль Юнга	E_1	$3 \cdot 10^{7}$	$\kappa H/m^2$
Коефіцієнт Пуассона	ν	0,2	_

моделювання в ПК Plaxis 3D

Взаємодія палі та ґрунту створює опір на межі поверхонь матеріалів (дотичні напруження та сили тертя), що моделюється шляхом варіювання параметру – коефіцієнт зниження міцності (R_{inter}). Коефіцієнт зниження міцності визначається таким чином, що відношення міцності інтерфейсу до міцності ґрунту становить 2:3.

У випадку моделювання паль (одиночних чи у складі пальового фундаменту) в умовах дії додаткових дотичних напружень, значення *R_{inter}* відіграє ключову роль, оскільки некоректне значення може просто «виключити» їх з роботи. Контроль значення R_{inter} (в межах 0,6-0,8) створює умови реальної поведінки елементів у ґрунтових умовах, тобто дозволяє змоделювати «проковзування» палі й не допустити її фіксації з ґрунтом. Під час моделювання обов'язково було враховано, що значення R_{inter} змінювалося вздовж бічної поверхні палі для кожного шару ґрунту (інженерно-геологічного елементу).

Зменшення величини значення параметру R_{inter} приводить до зменшення додаткового дотичного напруження та дії довантажувальних сил тертя, що сприяє переміщенню ненавантаженої палі, а збільшення – навпаки. На рис. 4.3 наведено схему деформування скінченно-елементної сітки основи плити в межах зони дії додаткових дотичних напружень.



Рисунок 4.3 – Схема деформування скінченно-елементної сітки основи плити від дії додаткових дотичних напружень у ПК Plaxis 3D

Враховуючи поступове прикладання навантаження до плити, числове моделювання проводилося з врахуванням проміжків часу за допомогою параметру інтервал часу (*Time interval*), що впливає на якість результату.

На рис. 4.4 наведені ізолінії переміщень (результати моделювання).
.250

4.000 3.750 3.500 3.250 3.000 2.750 2.500 2.250







(*p*=44,2 кПа), б – друга (*p*=71,4 кПа), б – третя (*p_{max}*=97,2 кПа)

а

За результатами моделювання (рис. 4.5) підтверджено, що при максимальному навантаженні тільки плити з отвором, нез'єднаної з палею, змінювались характеристики ґрунту під плитою навколо ненавантаженої палі на глибину 0,8b, що добре узгоджується зі значенням 0,7b від ширини плити b=2,6 м за даними динамічного зондування при натурних випробуваннях (п. 3.1.3 даної роботи).



Рисунок 4.5 – Ізополя відносних дотичних напружень у ґрунті при навантаженні плити, нез'єднаної з палею, у ПК Plaxis 3D: а – вагою плити; б – навантаженням на плиту 44,2 кН/м²; в – 71,4 кН/м²; г – 97,2 кН/м².

За числовим моделюванням також прослідковано ефект переміщення не тільки дослідної палі (№327), але й палі, розташованої на відстані 3 м (№326), що показано на рис. 4.5, та добре узгоджується з результатами натурного експерименту.

Зі збільшенням навантаження зона впливу додаткових дотичних напружень зростала, що викликало довантаження палі. З рис. 4.5 видно, що навантаження в 44,2 к H/m^2 викликало утворення додаткових дотичних напружень тільки у верхній частині палі приблизно 0,9*b* від ширини плити *b*=2,6 м. Після збільшення навантаження на плиту до 71,4 к H/m^2 зона дії додаткових дотичних напружень відповідає значенню 1,2*b*. Максимальне навантаження в 97,2 к H/m^2 викликало збільшення глибини розповсюдження додаткових дотичних напружень і складає 1,5*b*. В результаті осідання плити з отвором, навколо палі формується ущільнена зона, що при обтисненні палі викликає збільшення зчеплення на границі контакту «паля – грунт».

З метою наочного спостереження за перерозподілом дотичних напружень вздовж палі і максимальної реалізації можливостей ПК Plaxis 3D було додатково створено еквівалентну розрахункову модель з палями, які були змодельовані за допомогою стрижневих елементів. Це дозволило зафіксувати положення «нейтральної площини», де відбулась зміна направлення вектору дотичних напружень у протилежну сторону.

Слід зазначити, що використання стрижневих елементів потребує уваги введення характеристик опору f [160] по бічній поверхні і по нижньому торцю палі, оскільки від цих параметрів залежить здатність палі як складового елементу пальового фундаменту витримувати більші навантаження.

На рис. 4.6 наведені значення опору вздовж бічної поверхні дослідної палі (№ 327), нез'єднаної з плитою, та сусідньої палі (№ 326), що розташована від дослідної палі на відстані 3 м, на кожній ступені прикладеного навантаження та наочно показана зміна положення



«нейтральної площини» від збільшення інтенсивності навантаження на плиту.

Рисунок 4.6 – Значення опору вздовж бічної поверхні дослідної палі (№ 327) і сусідньої палі (№ 326) на кожній ступені навантаження у ПК Plaxis 3D: а – 44,2 кН/м², б – 71,4 кН/м², в – 97,2 кН/м².

Зона розповсюдження додаткових дотичних напружень вздовж сусідньої палі (№ 326) від максимального навантаження в 97,2 кН/м²

виникала на проміжку, з глибини 0,5*b* ширини плити до глибини, що складала приблизно 2/3 довжини палі (рис. 4.6).

Перерозподіл додаткових дотичних напружень по довжині палі залежить від інтенсивності розподіленого навантаження. Зі збільшенням навантаження збільшується глибина розповсюдження дотичних напружень, і змінюється положення «нейтральної площини» (переміщується вниз від поверхні ґрунту).



Рисунок 4.7 – Графіки «навантаження – осідання» плити і дослідної палі №327 (а), та палі №327 та 326 (б): 1 – плита (натурні); 2 – паля №327 (натурні); 3 – плита (ПК Plaxis); 4 – паля №327 (ПК Plaxis); 5 – паля № 326 (натурні); 6 – паля № 326 (ПК Plaxis).

З аналізу графіку (рис. 4.7) видно, що різниця осідань плити з отвором, нез'єднаної з палею, у 14,23 мм (числове моделювання) і 14,6 мм (натурний експеримент) складає 2,5 %, а різниця переміщень дослідної палі №327 за рахунок довантаження палі у 2,51 мм (числове моделювання) і 2,48 мм (натурні випробування) складає 1,2 % (рис. 4.7а). Різниця переміщень сусідньої палі №326, розташованої на відстані 3 м від дослідної палі, у 0,98 мм (числове моделювання) і 0,92 мм (при натурному експерименті) складає 6,5 % (рис. 4.7б).

Таким чином, результати числового моделювання у ПК Plaxis підтвердило вплив статичного навантаження плити, нез'єднаної з натурною палею, на переміщення палі і зміну характеристик ґрунту під плитою. Порівняння з даними натурного повномасштабного експерименту демонструє задовільну збіжність, а різниця значень максимальних осідань не перевищує 6,5 %.

4.2 Числове моделювання зміни довантажувальних сил тертя вздовж бічної поверхні палі від навантаження фрагменту плити, нез'єднаної з натурною палею, у ПК Ansys

З метою підтвердження достовірності результатів числового моделювання за розрахунковою схемою досліджуваної моделі в ПК Plaxis, додатково виконано моделювання у ПК Ansys. Створення моделі ґрунтового середовища відбувалось у тривимірній постановці з урахуванням реальних геологічних умов майданчика (п. 3.1.1 даної роботи).

У якості основних джерел вихідних даних, необхідних для побудови скінченно-елементної моделі, використовувались характеристики майданчика та характеристики матеріалів паль і плити, які детально представлені в п. 4.1.



Рисунок 4.8 – СЕ-модель масиву ґрунту (а), модель плити з отвором (б) і дослідної палі (в) у ПК Ansys

Скінченно-елементна модель у ПК Ansys включає в себе об'ємний грунтовий масив (рис. 4.8а), дослідну палю та плиту з отвором довкола палі (рис. 4.8 б,в). Зовнішні границі грунтового масиву були прийняті відповідно до рекомендацій [84].

За результатами числового моделювання у програмному комплексі ПК Ansys побудовані графіки залежності осідань плити і палі від навантаження тільки плити (рис. 4.9). Слід звернути увагу, що можливості ПК Ansys майже не враховують пружний підйом палі (крива 3 рис. 4.9).



Рисунок 4.9 – Графіки «навантаження – осідання» плити і дослідної палі №327: 1 – плита (натурний експеримент); 2 – паля №327 (натурні); 3 – плита (ПК Ansys); 4 – паля №327 (ПК Ansys).

На рис. 4.10 наведено порівняльні графіки залежності осідання від навантаження плити з отвором, нез'єднаної з дослідною палею №327, у ПК Ansys та ПК Plaxis з даними натурного експерименту.



У№327: 1 – плита (натурний експеримент); 2 – плита (ПК Plaxis); 3 – плита (ПК Ansys); 4 – паля (натурний); 5 – паля (ПК Plaxis); 6 – паля (ПК Ansys).

У таблиці 4.3 наведено відсоткове порівняння максимальних осідань плити і дослідної палі при максимальному навантаженні плити 97,2 кН/м². Числове моделювання у програмних комплексах Plaxis 3D та Ansys демонструє задовільну збіжність з даними повномасштабного натурного дослідження.

таолици т

	Дані натурного	Моделювання	Моделювання		
	експерименту	в ПК Plaxis	в ПК Ansys		
Осідання плити, мм	14,6	14,23	15,8		
Різниця результатів, %	Обрано за 100%	2,5%	8,2%		
Осідання палі, мм	2,48	2,51	2,1		
Різниця результатів, %	Обрано за 100%	1,2 %	16,3 %		

4.3 Аналітичний розв'язок перерозподілу дотичних напружень вздовж палі при статичному навантаженні нез'єднаної з нею плити

Як вже зазначалось, поряд з числовим моделюванням, з метою всебічного дослідження, необхідно застосовувати прості аналітичні рішення для перевірки числових розрахунків, тестування програм на основі МСЕ та ідентифікації параметрів нелінійних моделей ґрунту.

У даному підрозділі аналітично розв'язується задача про взаємодію ненавантаженої палі та ґрунтової основи, що було навантажена плитою з отвором довкола палі та вантажем. Багатошарова основа відповідає ґрунтовим умовам майданчику з натурною дослідною палею, де проводились повномасштабні дослідження (див. п.3.1.1 даної роботи).

Від навантаження поверхні ґрунту довкола палі на контакті бічної поверхні палі та ґрунтової основи виникають довантажувальні сили тертя, що розповсюджуються на деяку глибину. Довантажувальні сили тертя спричинені виникненням додаткових дотичних напружень на границі контакту «паля – ґрунтова основа», дослідження яких доцільно виконувати за допомогою асимптотичного методу, зокрема методу дослідження крайових ефектів, який розроблено проф. Данішевським В.В. для дослідження крайових ефектів в однонапрямлених волокнистих композитах при передачі навантаження від волокон до матриці [19, 30, 128]. Цей метод було удосконалено проф. Сєдіним В.Л. для розв'язання задачі статично навантаженої палі у багатошаровій ґрунтовій основі [9, 99, 10], застосування якого добре узгоджується з натурними даними, числовими дослідженнями і аналітичними розв'язками, отриманими іншими вченими.

Поставлена задача розв'язувалась асимптотичним методом, шляхом інтегральних перетворень у програмному середовищі (ПС) Maple, за допомогою якого можна визначити дотичні, і осьові напруження вздовж всієї довжини палі. Цей метод дозволяє врахувати пружно-пластичні

154

властивості багатошарового ґрунтового масиву, обмежених розмірів у вигляді циліндру. Досліджувались напруження, які виникають у багатошаровому ґрунтовому масиві на границі «паля – ґрунтова основа» (крайові ефекти) при окремому навантаженні тільки плити (навантаження до палі не прикладалося).

Застосування асимптотичного методу у відповідності до [99] вимагає певних спрощень. Поставлена задача передбачає передачу навантаження від грунту до палі, і виникнення крайових ефектів у ґрунтовому середовищі. Для дослідження та розв'язання поставленої задачі застосовано наступні спрощення:

 паля розташована в центрі квадратної комірки (рис. 4.11), яку виокремлено із нескінченної матриці, що створює модель масиву ґрунту;

– зовнішня границя комірки в першому наближенні замінювалась окружністю радіусом *R* (таке спрощення дозволяє описати матеріали, для яких відсутня інформація про внутрішню геометричну будову) (рис. 4.11);

 для розв'язання задачі з палею, що розташована в багатошаровому масиві, її поділено на окремі елементи, обмежені потужністю ґрунтового шару (рис. 4.12а);

– значення осьових напружень під нижнім торцем попереднього елемента σ_z прикладалось до верхнього торця наступного, за принципом суперпозиції, як показано на рис. 4.126, згідно геологічних умов, натурна паля розташована у чотирьох інженерно-геологічних елементах;

– коефіцієнт зниження міцності α поєднує в собі механічні характеристики ґрунту: зчеплення *c* та кут внутрішнього тертя φ , а також існування по всій довжині палі шорсткості її поверхні;

 поперечними деформаціями палі можна знехтувати, що дозволяє розглядати її як одномірний об'єкт.



Рисунок 4.11 – Схема масиву ґрунту, з якого виокремлено квадратну комірку і замінено її границю окружністю: *R* – радіус комірки, *a* – радіус палі.

Для актуалізації алгоритму розрахунку, запропонованого у [9], щодо розв'язання поставленої задачі, його було удосконалено шляхом введення додаткових спрощень і етапів. Зокрема, поперечний переріз квадратної натурної палі був змінений на коло, за умови дотримання того, що периметр перерізу і довжина кола дорівнювали однаковому значенню 1,4 м.

Довантажувальні сил тертя, що виникають на бічній поверхні палі, згідно даних числового моделювання (підрозділ 4.1 даної роботи, рис. 4.5 та 4.6), розповсюджуються на глибину 1,5*b* (*b* – ширина плити), а зміна вектору і розташування нейтральної площини в такому випадку знаходиться у ІГЕ-4. У зв'язку з цим його додатково було розподілено в місці проходження нейтральної площини на 2 елементи за принципом суперпозиції (рис. 4.13б). Таким чином, для розрахунку в ПС Марlе палю було розбито на п'ять ділянок.

Розглянемо багатошарову основу і періодичну систему пальового поля з палями довжиною l = 8,5 м; діаметром a = 0,45 м; розмір квадратної комірки L = 5,7a; модуль Юнга палі $E_p = 300$ МПа; модуль зрушення різних шарів ґрунту: $G_3 = 10,2$ МПа, $G_4 = 2,22$ МПа, $G_5 = 2,67$ МПа, $G_6 = 11,11$ МПа.



Рисунок 4.12 – Схема розташування палі, з прив'язкою до геологічних умов (а) та схема розбивки палі на елементи в ПС Maple (б)

За допомогою асимптотичних розв'язків у ПС Maple можливо прослідкувати інтенсивність загасання осьових напружень σ_z^{p} на будь-якому проміжку палі.

Бічний опір палі безпосередньо пов'язаний з шорсткістю поверхні контакту, що моделюється шляхом підбору величини коефіцієнту зниження міцності α . Значення $\alpha = 0$ відповідає ідеальному контакту ($\Delta u_z^{(3)} = 0$), $\alpha = 1 -$ повній відсутності контакту ($\sigma_{rz}^{(3)} = 0$). Так як в реальних умовах на границі «паля – ґрунт» відбувається порушення зв'язку між поверхнями, що пояснюється «проковзуванням» палі відносно ґрунту, то проведення тестових розрахунків по виявленню коефіцієнту α було першочерговою

задачею. Коефіцієнт α зв'язує наявність оболонки елементів на поверхні контакту «паля – ґрунт» (тертя на поверхні палі і адгезію) з міцністю ґрунту (кут тертя і зчеплення).

Значення α в діапазоні 0 < α < 1 описують різні ступені адгезії між компонентами системи «паля – ґрунт». При побудові рішення залишаються справедливими рішення за формулами [9], тільки замість граничної умови:

$$f(s) = \int_{-\infty}^{\infty} \bar{f}(z) \exp(isz) \, dz$$

слід використовувати відношення:

$$\overline{\sigma}_{rz}^{(3)} = \frac{G^{(1)}}{a} \frac{1-\alpha}{\alpha} \{ \overline{u}_z^{(1)} - \overline{u}_z^{(2)} \} |_{r=a}.$$
(4.1)

В результаті розрахунків було виявлено, що значення α=0,2 дозволяє уникнути фіксації палі з ґрунтом, тобто створити умови так званого «неідеального контакту» [99].

При застосуванні асимптотичного методу необхідно доводити складні математичні розв'язки до максимально простих розрахункових формул. Перевірити розв'язки, отримані в ПС Maple, можливо з використанням простих аналітичних рішень [99].

Даний розрахунок передбачає виявлення значень дотичних напружень на будь-якій глибині, що дозволяє дійти висновку:

$$\sigma_{\rm z}^{\rm p} = \sigma_{\rm p} = \sigma_{\rm s}, \qquad (4.2)$$

де σ_z^{p} – осьове напруження на довільній глибині; $\sigma_p \sigma_{cb}$ – осьове напруження в палі; $\sigma_s \sigma_{rp}$ – осьове напруження в ґрунті.

Визначимо поздовжнє напруження $\sigma \frac{p}{z}$ під нижнім торцем палі:

$$P = \sigma_0 \cdot S_p = \sigma_0 \cdot \pi a^2;$$

$$P = P_s + P_p;$$

$$P = \sigma_s \cdot S_s + \sigma_{-z}^{-p} \cdot S_p;$$
(4.3)

де $S_{\rm s}-$ площа грунтової комірки; $S_{\rm p}-$ площа перерізу палі.

$$P = \sigma_s \left(\frac{\pi L^2}{4} - \pi a^2\right) + \sigma_z p \cdot \pi a^2.$$
(4.4)

 $\varepsilon = \frac{\sigma z}{E_p}^{p}; \varepsilon_s = \varepsilon_p = \varepsilon$ (під нижнім торцем палі);

 $\sigma_{s} = \epsilon \cdot E_{s} = \frac{E_{s}}{E_{p}} \sigma_{z}^{p}$, підставляємо в формулу (4.4), отримуємо:

$$P = \frac{E_s}{E_p} \left(\frac{\pi L^2}{4} - \pi a^2 \right) \cdot \sigma \quad {}^p_z + \pi a^2 \sigma \quad {}^p_z = \sigma_0 \pi a^2;$$

$$\left[\frac{E_s}{E_p}\left(\frac{L^2}{4a^2}-1\right)+1\right]\sigma$$
 $p = \sigma_0$, звідки:

$$\sigma_{z}^{p} = \frac{\sigma_{0}}{1 + \frac{E_{s}}{E_{p}} \left(\frac{L^{2}}{4a^{2}} - 1\right)}.$$
(4.5)

На рис. 4.13 показано епюру осьових напружень в палі за умови значення неідеального контакту α=0,2.



Рисунок 4.13 – Осьові напруження в палі за умови значення коефіцієнту неідеального контакту α=0,2

На епюрі (рис 4.13) видно чітко виражений пік напруження, де проходить нейтральна площина, що характеризується зміною вектору напружень вздовж бічної поверхні палі. Довантажувальні сили тертя спричиняють утворення осьових напружень по довжині палі на обмеженому проміжку 1,5*b* (від ширини плити), які зростають до значення 235,3 кПа, після чого відбувається їх поступове загасання. Згідно розрахунків в ПС Марle, осьове напруження на глибині 8,5 м складало 65,2 кПа, що свідчить про включення в роботу ґрунту під вістрям палі. Так як паля спирається на більш щільний ґрунт, то в роботу включається основа під вістрям на ранніх етапах, що підтверджується у роботі [28]. Умовно палю можна розділити на дві зони, де частина палі у ІІ зоні здатна передавати навантаження на грунт, а не навпаки.

На рис. 4.14 зображено графік дотичних напружень, значення яких на ділянці палі у зоні І нерівномірно зростають з глибиною до лінії нейтральної площині, після чого нерівномірно згасають на ділянці палі у зоні ІІ. Нерівномірність загасання дотичних напружень була викликана наявністю різних шарів ґрунту. Значення показника опору по бічній поверхні на глибині 1,5*b* (від ширини плити) стає максимальним, що свідчить про зміну вектору дотичних напружень вздовж бічної поверхні.



Рисунок 4.14 – Графік перерозподілу дотичних напружень на границі «паля – грунт» за умови значення коефіцієнту неідеального контакту α=0,2.

Таким чином, отримані результати перерозподілу напружень в ПС Maple відрізняються менше ніж на 15 % від результатів числового моделювання в ПК Plaxis 3D, що знаходиться в межах допустимої точності.

4.4 Числове моделювання НДС основи послідовно навантажених нез'єднаних між собою плитного ростверку і натурної палі

У підрозділі 4.3 наведено результати числового моделювання НДС взаємодії багатошарової основи з плитним ростверком і палею, нез'єднаних між собою, при їх послідовному статичному навантаженні. Вхідними ланими лля моделювання були умови натурного експерименту (підрозділ 3.2 даної роботи), при якому навантаження плити ростверку виконувалось вагою конструкцій в умовах реального будівництва багатоповерхового будинку, а окремо навантаження палі, нез'єднаної з плитою ростверку, виконувалось під час її випробування двома циклами статичного вдавлювального навантаження [103].

Числове розв'язання поставленої задачі вирішувалось з використанням MCE у ПК Plaxis 3D у нелінійній постановці із застосуванням HS-моделі грунтового середовища [93, 106, 116].

У розрахункову область включено масив ґрунту, складений з п'яти ІГЕ, дослідна паля довжиною 14 м і навантаження на ростверк, що відповідало вазі зведених поверхів будівлі на момент випробування (І цикл – три поверхи, ІІ цикл – 18 поверхів). ПК Plaxis 3D враховує поступове зведення конструкції, що дозволяє точно моделювати різні режими навантаження. У відповідності до реальних умов будівництва, при І циклі випробування палі на ростверк прикладене навантаження, розподілене навантаження на основу від якого складало 160 кН/м², під час моделювання другого циклу випробування палі – 683, 0 кН/м².

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів для моделювання у ПК Plaxis 3D наведено у таблиці 4.4. Характеристики матеріалу палі та ростверку: питома вага $\gamma = \kappa H/m^3$, модуль Юнга $E_1 = 3 \times 10^7 \kappa H/m^2$, коефіцієнт Пуассона $\upsilon = 0,2$.

Таблиця 4.4

	Інженерно-геологічний елемент (ІГЕ)					
параметр тиого позначення	ΙΓΕ-4	ΙΓΕ-5	ΙГЕ-6	ΙΓΕ-7	ΙΓΕ-8	Од. вим.
Тип поведінки матеріалу	Дренований (Drained)					
Питома вага ґрунту вище РГВ, у _{un sat}	17,1	19,24	19,2	19,64	20,24	кН/м ³
Питома вага грунту нижче РГВ, <i>у_{sat}</i>	18,8	19,3	19,2	19,7	20,3	кН/м ³
Січний модуль деформації при 50%						
руйнуючого девіаторного	3600	7200	5400	6300	21600	кH/м ²
напруження, E_{50}^{ref}						
Дотичний модуль деформації при	7200	14400	10800	12600	21600	$\kappa H/M^2$
компресійних випробуваннях, E_{oed}^{ref}	7200	14400	10000	12000	21000	KI I / I VI
Модуль деформації при						
розвантаженні / повторному	18000	36000	27000	31500	64800	$\kappa H/M^2$
навантаженні, E_{ur}^{ref}						
Ступінь жорсткості, для						
гіперболічної залежності від	0,8	0,6	0,8	0,6	0,55	-
напружень, т						
Зчеплення, <i>c</i> _{ref}	12	9	12	10	5	кH/м ²
Кут внутрішнього тертя, φ	25	24	23	24	31	٥
Кут дилатансії, ψ	0	0	0	0	1	0
Коефіцієнт Пуассона при повторному	0.3	0.3	0.3	0.3	03	
навантаженні, v _{ur}	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	
Коефіцієнт бічного тиску, Ко	0,563	0,594	0,8	0,6	0,55	_

Фізико-механічні властивості ґрунтів у ПК Plaxis 3D

Процес випробування палі моделювався поетапно, зі збільшенням прикладеного зосередженого навантаження до верхньої точки палі згідно з натурними випробуваннями на кожній ступені. Результати кожного етапу були початковими умови для наступного. Розрахунок проводився до максимального навантаження, яке під час першого циклу P_{max}=3 200 кН, під час другого циклу – P_{max}=3 800 кН. Розвантаження палі відбувалось ступенями по 200 кН.

Коректність числового моделювання оцінювалась шляхом співставлення результатів з даними натурних випробувань, графічне порівняння яких представлено на рис. 3.28. Основними показниками для оцінювання розрахунку і порівняння є такі параметри, як навантаження P і осідання S (рис. 4.15).



Рисунок 4.15 – Графік «навантаження – осідання» дослідної палі циклами статичного «навантаження – розвантаження»: 1 – І цикл (натурні випробування), 2 – І цикл (ПК Plaxis), 3 – ІІ цикл (натурні випробування), 4 – ІІ цикл (ПК Plaxis).

З аналізу графіку (рис. 4.15) видно, що різниця осідань палі при її максимальному навантаженні І циклу З 200 кН у 43,23 мм (числове моделювання) і 41,55 мм (натурні випробування) не перевищує 5 %. Різниця

величини підйому палі після її розвантаження у 16,67 мм (остаточні осідання палі 26,56 мм – числове моделювання) і величини підйому 9,15 мм (остаточні осідання палі 32,4 мм – натурні випробування).

Під час II циклу при навантаженні у 3 200 кН осідання виявилося тільки 19,03 мм (натурні випробування) та 21,57 мм (числове моделювання), що складає 11%.

Осідання палі при її максимальному навантаженні під час II циклу 3 800 кН, виявилися завищеними 45,09 мм в порівнянні з натурними даними 40,32 мм і різниця в такому випадку не перевищує значення 11 % (рис. 4.15). Різниця осідань палі після розвантаження і її підйому між значеннями при натурних випробуваннях (29,78 мм) і числовому моделюванні (28,6 мм) склала 4 %.

Таким чином, задовільна збіжність результатів в межах 4-11 % свідчить про правильно ідентифіковані параметри HS-моделі грунтового середовища, що відповідають дійсності.

Висновки до розділу 4

1. Встановлено особливість перерозподілу довантажувальних сил тертя на бічній поверхні палі від зміни навантаження плити з отвором, нез'єднаної з палею, за результатами числового моделювання НДС їх основи в двох програмних комплексах: Plaxis 3D та Ansys.

2. Виявлені особливості підходу до контролю вхідних параметрів HS-моделі грунтового середовища для врахування дії довантажувальних сил тертя.

3. Різниця осідань плити, нез'єднаної з палею, складає 2,5 %, різниця значень осідань дослідної палі – 1,2 %, а паль, розташованих на

певній відстані – 6,5 %. Розбіжність результатів моделювання у ПК Ansys від натурних даних не перевищує 10 %.

4. Виконано аналітичний розв'язок, зокрема асимптотичним методом у програмному середовищі Maple, перерозподілу дотичних напружень вздовж палі при статичному навантаженні нез'єднаної з нею плитою, порівняння значень з даними числового моделювання повномасштабних натурних досліджень знаходиться в межах прийнятої точності (розбіжність не перевищує 15 %).

5. Також в межах даного розділу виконано числове моделювання НДС основи пальового фундаменту за умови послідовного статичного навантаження плитного ростверку і окремо навантаження палі, нез'єднаних між собою, і порівняно з даними переміщень натурних випробувань в умовах реального будівництва багатоповерхового будинку. Розбіжність результатів моделювання випробування I циклу від натурних даних не перевищує 5 %, II циклу – 11 %.

6. Таким чином, серія контрольних розрахунків, що мають допустиму збіжність 3 експериментами, натурними дозволяють ідентифікувати параметри HS-моделі ґрунтової моделі для подальшого моделювання ПК Plaxis 3D i варіантного проектування пальових фундаментів, з урахуванням послідовного навантаження його складових елементів.

РОЗДІЛ 5

РЕКОМЕНДАЦІЇ ЩОДО ЗАСТОСУВАННЯ МЕТОДУ ЧИСЛОВОГО МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ПОСЛІДОВНО НАВАНТАЖЕНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПАЛЬОВОГО ФУНДАМЕНТУ З ҐРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ

Послідовність елементів навантаження складових пальового фундаменту кардинально змінює характер перерозподілу зусиль В пальовому фундаменті та навантажень на основу. Послідовне статичне навантаження плити, нез'єднаної з палями, окреме навантаження паль та навантаження пальового фундаменту після об'єднання його складових в єдину конструкцію, створює багатофакторну систему, яка є геометрично змінною на кожному етапі навантаження.

Поряд з труднощами технологічного характеру, що можуть виникати при зведенні пальового фундаменту за такою схемою навантаження у натурних умовах, першочерговими є особливості його проектування. Як вже зазначалось, сучасне геотехнічне проектування не можливе без попереднього варіантного моделювання взаємодії ґрунтової основи з пальовим фундаментом, особливо якщо йдеться про зміну послідовності навантаження його елементів відмінну від традиційної послідовності.

Сьогодні потреб моделювання ЛЛЯ таких складних систем використовують числові методи, які реалізовані у сучасних програмних комплексах. Важливою специфікою числового моделювання є широкий спектр результатів, який можна отримати за допомогою програм. З метою детального дослідження перерозподілу зусиль в пальовому фундаменті, з урахуванням послідовного навантаження його складових елементів, було можливості сучасного максимально використано розрахункового геотехнічного комплексу Plaxis 3D Foundation. ПК Plaxis 3D ϵ сумісною

розробкою компанії Plaxis (яка спеціалізується в області моделювання ґрунтів і числових методах для геотехнічного проектування) і Numerical Mechanics Group (яка спеціалізується в області будівельної механіки і числових методів) для проектування безпосередньо пальово-плитних фундаментів. Це дозволяє враховувати індивідуальний перерозподіл зусиль між палями і плитним ростверком в загальній роботі всього фундаменту. Тому ПК Plaxis 3D ідеально підходить до цілей даної дисертаційної роботи.

У геотехнічних програмних комплексах передбачені моделі ґрунту, що враховують нелінійне деформування ґрунтового середовища, але їх застосування потребує ідентифікації параметрів чутливих до зміни інтенсивності навантажень та їх послідовності. З досліджень авторів даних робіт [49, 88, 110, 111] відомо, що в процесі комп'ютерного моделювання ці параметри відіграють важливу роль в роботі створеної числової моделі ґрунтової основи і не можуть прийматися тільки за літературними даними. Всі параметри повинні бути ідентифіковані з урахуванням спеціальних тестових та контрольних розрахунків [68, 70] лабораторних або польових випробувань.

Допустима збіжність результатів низки контрольних розрахунків (викладених у розділі 4 даної роботи) з натурними експериментами, дозволяють ідентифікувати параметри HS-моделі ґрунтової моделі для удосконалення методу числового моделювання у ПК Plaxis 3D і варіантного проектування пальових фундаментів, з урахуванням послідовного навантаження його складових елементів.

Слід зазначити, що стандартні алгоритми програмних комплексів, зокрема ПК Plaxis 3D, нажаль, не пристосовані для розв'язання подібної задачі. Тому 5 розділ присвячено адаптації послідовного навантаження складових елементів пальового фундаменту для моделювання у ПК Plaxis 3D. 5.1 Удосконалення методу числового моделювання взаємодії послідовно навантажених елементів пальового фундаменту для ПК Plaxis 3D

Оскільки кожна модель ґрунтового середовища у програмних комплексах має свою певну чутливість до змін основних характеристик, то необхідно проводити ідентифікацію параметрів моделей ґрунтових основ за головним показником – модулем деформації (Е) [86, 88].

Також до найбільш чутливих параметрів ґрунту при моделюванні відносяться коефіцієнт бічного тиску K_0 [110], OCR (коефіцієнт переущільнення ґрунту) та POP (коефіцієнт тиску попереднього ущільнення від власної ваги ґрунту), оскільки ці параметри вказують на початкові напруження, які виникають у ґрунтовому масиві. Для моделювання задач у яких імітуються попередньо ущільнені нашарування ґрунту, а саме для початкового напруження стану основи і роботи цих ґрунтів під навантаженням, використовується коефіцієнт переущільнення ґрунту OCR [58, 59].

Для моделювання поставленої задачі (взаємодії послідовно навантажених складових елементів ПФ з ґрунтовою основою) проведення аналізу вихідних параметрів є такою ж складною задачею як і ідентифікація вхідних.

Під час формування вхідних та вихідних параметрів приймаються спрощення граничних та початкових умов об'єкту тривимірної моделі, історії напружень, тобто відбувається ідеалізація – перехід від фізичної системи на числову модель.

Тому був запропонований алгоритм розрахунку у ПК Plaxis 3D за удосконаленим методом, застосування якого потребує послідовного виконання наступних операцій, які зображені на рис. 5.1: Метод числового моделювання послідовного навантаження складових елементів пальового фундаменту для розрахунку у ПК Plaxis полягає у наступному:

1) побудова скінченно-елементної моделі (СЕ-моделі) ґрунтового середовища та нез'єднаних між собою елементів пальового фундаменту;

2) навантаження плити з отворами навколо паль (нез'єднаної з палями) до максимального значення 200 кН/м² (крок прикладання навантаження 50 кН/м²);

 відбір змінених характеристик у вузлах скінченних елементів у межах зони зміни початкових параметрів ґрунтової основи під плитою (за І комбінацією навантажень);

За) відбір характеристик ґрунту у зоні під нижнім торцем паль, які змінились за рахунок ущільнення основи при довантаженні палі (у разі навантаження за II комбінацією)

4) обробка вихідних параметрів ґрунту за допомогою Microsoft Excel;

5) побудова еквівалентної СЕ-моделі ґрунтового середовища, яка різниться тим, що пальовий фундамент – єдина конструкція (плита і палі жорстко з'єднані між собою), а ґрунту під плитою присвоєно характеристики отримані в п.4 (в межах кожного скінченного елементу);

5а) до умов п.5 додатково присвоюються характеристики ґрунту під нижнім торцем паль отримані в п. За та оброблені в п. 4 (в межах кожного скінченного елементу);

6) навантаження пальового фундаменту до 500 кH/м² (крок прикладання навантаження 100 кH/м²).

Схема алгоритму числового моделювання послідовного навантаження складових елементів ПФ у ПК Plaxis 3D за удосконаленим методом зображена на рис. 5.1.



Рисунок 5.1 – Схема алгоритму числового моделювання послідовного навантаження складових елементів ПФ у ПК Plaxis 3D за запропонованим методом

Використання числових експериментів дозволяє спрогнозувати характер поведінки всіх елементів фундаменту при послідовному навантаженні його складових елементів, для дослідження перерозподілу зусиль у пальовому фундаменті було проведено серію числових розрахунків фрагментів ПФ з урахуванням різних конструктивних умов і різних сполучень навантажень. Це дозволило проаналізувати:

- результати деформацій ґрунтової моделі на кожному етапі навантаження;

- вплив першочергового навантаження ростверку, нез'єднаного з палями, на поведінку і переміщення паль;

- зміну перерозподілу зусиль між плитою при її навантаженні та палями в залежності від збільшення умовної та фактичної відстані між ними, а також у пальовому фундаменті, після їх з'єднання в єдину конструкцію.

Моделювання з послідовним навантаженням елементів, відмінне від моделювання традиційно навантаженого пальового фундаменту збільшенням етапів процесу.

Оскільки передача навантаження на ґрунт від ростверку залежить від таких факторів як відстань між палями і їх розміщення, проведено дослідження різних варіантів розміщення паль [25, 122] у пальовому фундаменті, зокрема відстані: 3d, 5d, 7d. Розв'язано дві тестові задачі з моделювання взаємодії з ґрунтовою основою фрагменту ПФ із однією палею (п. 5.2) та пальового фундаменту з групи паль (п. 5.3 та 5.4).

5.2 Задача про перерозподіл зусиль у фрагменті пальового фундаменту з однією палею у ПК Plaxis 3D

Розв'язана задача про взаємодію фрагменту ПФ із однією палею для трьох варіантів розмірів фрагментів плит з отвором навколо палі. Розміри

плит обрано з урахуванням умовної відстані між палями 3d, 5d, 7d (рис. 5.3). Передбачено різні комбінації навантажень фрагменту ПФ: традиційне навантаження і навантаження за І комбінацією за схемою, яка наведена на рис. 5.2.



Рисунок 5.2 – Схема комбінацій навантажень для 6 задач з фрагментом ПФ із однією палею (*позначено номер задачі)

3 кожним розміром фрагментів плит (умовної відстані між палями: 3d, 5d, 7d) було проведено 6 задач, які позначено на схемі (рис.5.3).

Для числового моделювання фрагменту ПФ із однією палею було створено масив ґрунту, який складається з двох інженерно-геологічних елементів. Характеристики ґрунтів указані в таблиці 5.1.



Рисунок 5.3 – Конструктивна схема пальового фундаменту, із якого виокремлено фрагмент для моделювання у ПК Plaxis 3D

Таблиця 5.1

Показники фізико-механічних властивостей ґрунтового масиву для моделювання фрагменту ПФ із однією палею у ПК Plaxis 3D

Параметр	Позначення	ΙΓΕ-1	ΙΓЕ-2	Од. вим.
Тип поведінки матеріалу	Type	Дренований (Draine		Drained)
Питома вага грунту вище РГВ	Yunsat	17,1	19,1	кH/м ³
Питома вага грунту нижче РГВ	γ_{sat}	19,1	20,1	кН/м ³
Коефіцієнт пористості	e	0,85	0,64	Д.О.
Січний модуль деформації при 50% руйнуючого девіаторного напруження	E_{50}^{ref}	9200	26100	кН/м ²
Дотичний модуль деформації при компресійних випробуваннях	E_{oed}^{ref}	4600	26100	кН/м ²
Модуль деформації при розвантаженні / повторному навантаженні	E_{ur}^{ref}	46000	78300	кН/м ²
Ступінь жорсткості, для гіперболічної залежності від напружень	т	0,8	0,75	-
Зчеплення	C_{ref}	12	2	кН/м ²
Кут внутр. тертя	φ	23	28	0
Кут дилатансії	Ψ	0	0	0
Коеф. Пуассона при повторному навантаженні	v_{ur}	0,3	0,3	_
Коефіцієнт бічного тиску	K_0	0,6	0,7	_

Для числового моделювання було створено ґрунтовий масив з двох інженерно-геологічних елементів: ІГЕ-1 – слабкий шар пилуватоглинистого ґрунту, (ρ =1,71 г/см³, Е=10,2 МПа), потужністю на глибину 2,3 м; ІГЕ-2 – піщаний ґрунт з відносно кращими фізико-механічними характеристиками (ρ =1,91 г/см³, е=0,64, Е=29 МПа).

Для оцінки числових розрахунків, отриманих відповідно до запропонованого методу, проведено моделювання навантаження традиційного ПФ (паля і плита з'єднані між собою), результати числового розрахунку якого в подальшому буде прийнято за 100 % для оцінки результатів інших числових експериментів (рис. 5.2). Навантаження на фрагмент ПФ прикладалося до максимального значення $P_{\Pi\Phi} = 500 \text{ кH/m}^2$ з кроком 100 кH/m².

Наступним послідовно кроком був розрахунок, якому y ΠФ за І комбінацією навантажувалися елементи В поєднанні із застосуванням запропонованого методу числового моделювання. Для окремого навантаження плити (1 етап, рис. 5.2) між палею та плитою було створено проміжок товщиною 20 мм. За допомогою навантаження плити відбувалося ущільнення ґрунту навколо палі та відповідно під плитою. Включення в роботу палі відбувалося за рахунок перенесення нових характеристик ґрунту під плитою після її навантаження.

У межах зони зміни початкових параметрів ґрунтової основи (деформацій основи армованої палями) під плитою, проводився відбір змінених характеристик ґрунту у вузлах скінченних елементів. Після чого відбувалося перенесення нових характеристик отриманих після навантаження плити на еквівалентну модель зі зміненими характеристиками грунту. Дані по напруженню, переміщенню (осіданням) і характеристикам грунту переносилися із вікна програми Plaxis 3D, копіювалися в програму Microsoft Excel для виконання аналізу даних і візуалізації даних моделювання. Після об'єднання плити та палі у єдину систему (етап.2, рис. 5.2) відбувалося її навантаження до значення $P_{\Pi\Phi} = 500 \text{ kH/m}^2$ (з кроком 50 kH/m² та 100 kH/m²). Перерозподіл зусиль зумовлює включення плити до роботи, що викликає зменшення навантаження, яке розподіляється між палями.

Для порівняння НДС ПФ навантаженого традиційним способом та прикладеного за рахунок його перерозподілу, з умов ефективності, визначено граничні критерії порівняння:

- осідання ПФ при перерозподілі не перевищують допустимі:

$$\begin{split} &S_1 \leq S_2 + S_{\pi\pi} \leq S_u, \\ &S_1 \geq S_2 + S_{\pi\pi} \leq S_u; \end{split}$$

- навантаження, які прикладаються на ПФ при перерозподілі, більші від традиційного способу (P_{max1}<P_{max2});

- зусилля, які виникають в палях, отримані шляхом розрахунку згідно з запропонованим методом, менші від класичного варіанту (N₁>N₂);

Для числового розрахунку було створено модель ґрунтового масиву розмірами 40×40×15 м. Розміри конструктивної схеми фрагменту пальового фундаменту зображено на рис. 5.3. Довжина палі в ФПФ складала 8,5 м, поперечний переріз – 350×350 мм. Розмірами плити імітувалася умовна відстань між палями (3d, 5d, 7d).

Скінченно-елементні моделі фрагментів пальового фундаменту зображено на рис 5.4.

Метою числового розрахунку є порівняння розрахункових значень осідань фрагментів пальових фундаментів та перерозподілу зусиль між складовими елементами ПФ, отриманих при традиційному навантаженні та за рахунок послідовного навантаження плитного ростверку, нез'єднаного з палею на першому етапі I (рис. 5.2).



Рисунок 5.4 – СЕ-моделі фрагментів пальових фундаментів у ПК Plaxis 3D з розмірами плит (умовна відстань між палями): a – 3d; б – 5d; в – 7d.

Для наочного спостереження були побудовані графіки залежності осідань від навантажень (рис. 5.5-5.7). На графіках було виділено три основні ділянки, які відповідають включенню елементів фундаменту до роботи: ділянка / – осідання плити ростверку (S_{nn}), нез'єднаної з палею від дії прикладеного навантаження (P_{nn}), ділянка // – осідання ($S_{nn} + S_2$) ПФ (після жорсткого з'єднання плитного ростверку з палею) при загальному навантаженні P_{nn} + $P_{\Pi\Phi}$ = 500 кН/м², ділянка // – осідання ($S_{nn} + S_2$) ПФ (після жорсткого з'єднання плитного ростверку з палею) після прикладання максимального навантаження P_{nn} + $P_{\Pi\Phi}$ > 500 кН/м² (рис. 5.2).

На графіках рис. 5.5-5.7 порівнюються результати осідань ФПФ, після традиційного навантаження та послідовного навантаження складових елементів ПФ (І комбінація) з використанням запропонованого методу числового моделювання. В процесі числового моделювання виявлено, що фрагмент ПФ, навантажений за І комбінацією, має менші показники осідань порівняно з традиційним ПФ при однаковій інтенсивності навантаження.



Рисунок 5.5 – Графіки «навантаження – осідання» фрагментів ПФ (з умовною відстанню між палями 3d), навантажених традиційним способом (1) та за I комбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$; $\delta - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$; $B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$; $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

Внаслідок осідання плити відбувалося утворення додаткових дотичних напружень, за допомогою яких покращувалися характеристики ґрунту навколо палі і під її нижнім торцем. На рис 5.5 зображено графіки порівняння результатів розрахунку осідань отриманих за допомогою запропонованого методу числового моделювання перерозподілу навантажень (комбінація І) та моделювання традиційного прикладання навантаження на фрагмент ПФ, умовна відстань між палями якого складала 3d. Різниця осідань, при однакових показниках навантажень, за І комбінацією (попереднє навантаження плити відповідало значенню $P_{n,n} = 50$ кH/м²) і традиційним навантаження ПФ (рис. 5.5а) складає 7,8 %. При попередньому навантаженні плити ростверку до $P_{n,n} = 100$ кH/м² (рис. 5.5б), різниця осідань запропонованого і традиційного варіантів ПФ при однакових навантаженнях складає 10,6 %. Осідання ПФ при числовому моделюванні навантаження за І комбінацією ($P_{n,n} = 150$ кH/м²) перевищують осідання ПФ навантаженого традиційно (рис. 5.5в,г), за умови прикладання однакових навантажень на фундаменту є не ефективним.

На рис. 5.6 зображено графіки порівняння результатів розрахунку осідань отриманих за допомогою запропонованого методу числового моделювання перерозподілу навантажень (комбінація І) та традиційного прикладання навантаження на фрагмент ПФ, умовна відстань між палями якого складає 5d. Результати осідань отриманих за запропонованим методом числового моделювання навантаження елементів ФПФ, при попередньому навантаженні плити ростверку (не з'єднаного з палею) до значення $P_{nn} = 50 \text{ kH/m}^2$ (рис 5.6а), мають менші значення осідання порівняно з традиційним варіантом навантаження на 26,1%, при $P_{nn} = 100 \text{ kH/m}^2$ (рис 5.6б) – на 44,21%. Під час розрахунку було помічено, що зі збільшенням попереднього навантаження на плиту $P_{nn} = 150 \text{ kH/m}^2$ (рис 5.6в,г), нез'єднаної з палею, а згодом залучення до роботи палі (І комбінація), осідання зменшується до 48,6%, порівняно з традиційним



різниця результатів осідань складає 48,21 %. Це пояснюється тим, що значну частку прикладеного навантаження на себе взяв плитний ростверк.

Рисунок 5.6 – Графіки «навантаження – осідання» фрагментів ПФ (з умовною відстанню між палями 5d), навантажених традиційним способом (1) та за І комбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$; $\delta - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$; $B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$; $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

На рис. 5.7 зображено графіки порівняння результатів розрахунку осідань, отриманих за допомогою запропонованого методу числового моделювання перерозподілу навантажень (комбінація I) та моделювання традиційного прикладання навантаження на фрагмент ПФ, умовна відстань між палями якого складала 7d. Враховуючи збільшення розмірів вантажної
площі, попереднє навантаження плити $P_{nn} = 50 - 200 \text{ кH/m}^2$, а згодом включення до роботи палі (комбінація I), викликало зменшення осідання ПФ на 15,4-17,9 %. Таке явище (зменшення осідань) пов'язане зі збільшенням умовної відстані між палями, що призвело до збільшення площі спирання плити на ґрунт.



Рисунок 5.7 – Графіки «навантаження – осідання» фрагментів ПФ (з умовною відстанню між палями 7d), навантажених традиційним способом (1) та за І комбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: a – P_{пл} = 50 кH/м²; б – P_{пл} = 100 кH/м²; в – P_{пл} = 150 кH/м²; г – P_{пл} = 200 кH/м²





Рисунок 5.8 – Порівняння графіків «навантаження – осідання» фрагментів ПФ з умовною відстанню між палями 3d (a), 5d (б), 7d (в), навантажених традиційним способом (1) та за I комбінацією (2, 3, 4, 5), за умови навантаження плити до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2; \quad 6 - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2; \quad B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2;$ $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

На рис 5.8. зображено графіки порівняння «навантаження – осідання» ПФ, отримані шляхом числового моделювання навантажених традиційно та за комбінацією I (після включення палі до роботи), не враховуючи осідання плити (корегування проектного навантаження). З рис 5.8 видно, що зі збільшенням інтенсивності навантаження на плиту, осідання ПФ після включення палі до роботи зменшується, але слід звернути увагу на те, щоб попереднє навантаження плити не перевищило допустиме і її переміщення не перейшло до етапу утворення пластичних деформацій. У такому випадку ефективність запропонованого методу зменшується.

Логічним продовженням досліджень результатів числового моделювання за запропонованим методом є порівняння зусиль, які виникають у елементах ПФ, після традиційного навантаження та після навантаження за комбінацією І.



Рисунок 5.9 – Графіки перерозподілу зусиль у фрагменті ПФ із однією палею в залежності від значення навантаження плити, нез'єднаної з палею, Р_{пл}: а – 50 кН/м²; б – 100 кН/м²; в – 150 кН/м²; г – 200 кН/м²

Аналіз результатів розрахунку числового моделювання перерозподілу навантаження згідно з запропонованим методом свідчить, що попереднє навантаження плити сприяє зменшенню зусиль у палях для кожного варіанту ФПФ: для 3d на 2,6-7,9 %; для 5d на 6,3-15,3 %; для 7d на 15,2-20,9 %. Зменшення зусиль в палі залежить від частки навантаження, яку сприймає ростверк. Було доведено, що незначна зміна характеристик ґрунту під плитою, нез'єднаною з палею, в результаті її навантаження викликає зменшення зусиль в палі, після їх об'єднання в єдину конструкцію (рис 5.9).

Вплив довантажувальних сил тертя вздовж бічної поверхні палі і, відповідно, її переміщення за результатами числового моделювання навантаження плити, нез'єднаної з палею, представлено на рис. 5.10.



Рисунок 5.10 – Графік залежності переміщення палі від навантаження нез'єднаної з нею плитою, розмірами: 1 – 3*d*, 2 – 5*d*, 3 – 7*d*.

При максимальному навантаженні, яке було прикладене на плиту ростверку ($P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$) нез'єднану з палею, було помічено, що переміщення палі (рис 5.10) від дії довантажувальних сил тертя: для 3d – 1мм (3,5% від осідання плити ростверку), для 5d – 3,2 мм (8,4% від осідання плити ростверку), для 7d – 6,7 мм (12,2 % від осідання плити ростверку).

5.3 Задача про перерозподіл зусиль у пальовому фундаменті з групи паль, навантаженого за І комбінацією у ПК Plaxis 3D

Розв'язана наступна задача про перерозподіл зусиль у пальовому фундаменті з групи паль. Робота паль в складі групи є досить складною, особливо, коли мова йде про взаємодію складових елементів ПФ. При взаємодії плитного ростверку та паль відбувається складний перерозподіл зусиль між складовими ПФ та оточуючим ґрунтовим масивом.

Розглянуто фрагмент пальового фундаменту, який складається з 9 паль. Передбачено різні комбінації навантажень: традиційне навантаження і навантаження за І комбінацією за схемою, яка наведена на рис. 5.11.



Рисунок 5.11 – Схема комбінацій навантажень для 6 задач з ПФ з групи паль (*позначено номер задачі)

З урахуванням зміни відстані між палями отримано три варіанти розмірів плитного ростверку (рис. 5.12). З кожним розміром плит (відстані між палями: 3d, 5d, 7d) було проведено 6 задач, які позначено на схемі (рис.5.11).



Рисунок 5.12 – Конструктивна схема пальового фундаменту з групи паль для моделювання у ПК Plaxis 3D

В процесі числового моделювання проводилося варіювання відстанню між палями: 3d, 5d, 7d (рис.5.13).



Рисунок 5.13– СЕ-моделі пальових фундаментів у ПК Plaxis 3D з розмірами плит і відстанню між палями: a – 3d; б – 5d; в – 7d.

Моделювання куща паль відбувалося у ґрунтовому середовищі, яке складалося з двох ІГЕ. Характеристики ґрунтів наведено в таблиці 5.1.

На рис. 5.14 наведено деформований стан основи пальового фундаменту від дії навантаження на плиту100 кН/м², нез'єднану з палями.



Рисунок 5.14– Ізолінії деформованої основи ПФ від дії навантаження 100 кН/м² на плиту, нез'єднану з палями, для відстані між палями а –3d; б –5d; в –7d.

За результатами числового моделювання було визначено, що після попереднього навантаження плити, нез'єднаної з палями, ущільнення грунту відбувається на 0,8b – 1,2b. З рис. 5.14. видно, що найбільша глибина розповсюдження деформацій відбувається під плитою, яка має більшу площу рис. 5.14в.

На рис. 5.15-5.17 зображено порівняння осідань П Φ навантаженого традиційним способом та за І комбінацією. Для відбору ефективних умов сполучень навантажень порівняння відбувалося відповідно деформацій основ, тобто S₁ \geq S₂+S_{пл} (рис. 5.11)



Рисунок 5.15 – Графіки «навантаження – осідання» ПФ з групи паль (відстань між палями 3d), навантажених традиційним способом (1) та за І комбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$; $\delta - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$; $B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$; $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

При навантаженні плити ростверку ($P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$), нез'єднаної з палями (відстані між палями 3d), за І комбінацією (рис. 5.15а), були отримані менші осідання ПФ на 8%, в порівнянні з осіданнями викликаними традиційним навантаженням ПФ. Послідовне навантаження елементів ПФ ($P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$) викликало зменшення осідань ПФ на 2,1% порівняно з традиційним навантаженням (рис. 5.15б). Навантаження плити до значення 50кH/m² та 200 кH/m² (рис. 5.15в,г) виявилось не ефективним порівняно з традиційним способом навантаження, оскільки S₁<S₂+S_{ПФ}.



Рисунок 5.16 – Графіки «навантаження – осідання» ПФ з групи паль (відстань між палями 5d), навантажених традиційним способом (1) та за Ікомбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$; $\delta - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$; $B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$; $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

На рис. 5.16 зображено графіки осідань ПФ від дії традиційного навантаження та навантаження за І комбінацією для фактичної відстані між палями 5d. За результатами числового моделювання було виявлено, що традиційний ПФ має більші значення осідань на 19,6% порівняно з послідовним навантаженням складових елементів ПФ (І комбінацією), при попередньому навантаженні плити до $P_{nn} = 50$ кH/м² (рис. 5.16а).



Рисунок 5.17 – Графіки «навантаження – осідання» ПФ з групи паль (відстань між палями 7d), навантажених традиційним способом (1) та за І комбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$; $\delta - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$; $B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$; $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

У процесі навантаження ПФ за І комбінацією, при $P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$ (рис. 5.16а), простежувалося зменшення осідань ПФ на 12 %, порівняно з традиційним (за умови однакової інтенсивності навантажень), відповідно навантаження $P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$ (рис. 5.16в) викликало зменшення осідань ПФ на 12,21 %. Навантаження плити до значення $P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$ (рис. 5.16г) виявилось не ефективним порівняно з традиційним варіантом навантаження.

На рис. 5.17 зображено графіки осідань від дії традиційного та послідовного навантаження складових елементів (І комбінація) ПФ для фактичної відстані між палями 7d. Моделювання навантаження за осідань I комбінацією викликало зменшення ΠФ на 11.2 %, при навантаженні плити, не з'єднаної з палями до Р_{пл} =50 кН/м² (рис. 5.17а), порівняно з традиційним навантаженням. Навантаження плити ростверку Р_{пл} =100 кН/м² (рис. 5.17б) призвело до зменшення осідань фундаменту на 11 % порівняно з традиційним навантаженням. Навантаження плити ростверку до значення $P_{\pi\pi} = 150 \text{ кH/m}^2$ та $P_{\pi\pi} = 200 \text{ кH/m}^2$ (рис. 5.17в,г) показали зменшення осідань на 8,6 % та 3,3 % відповідно.

Порівнюючи фрагменти ПФ за критерієм розташування паль можна зробити висновок, що запропонована послідовність навантаження елементів ПФ має кращі результати для відстані між палями 5d, де залучення плити навантаженням $P_{III} = 50 \text{ кH/m}^2$ сприяло зменшенню осідань на 19,6 %. Це свідчить про те, що використовуються резерви несучої здатності закладені під ростверку. Запропонована послідовність плитою навантаження (Ікомбінація) елементів ПФ, у якому відстань між палями склала 3d виявилася менш ефективною порівняно з традиційною, що пояснюється взаємовпливом паль за рахунок їх близького розташування та зменшення вантажної площі. Для ПФ з відстанню між палями 7d осідання отримані від навантаження за I комбінація ($P_{\pi\pi} = 50 \text{ кH/m}^2$) показали менші значення порівняно з традиційним на 11,2 %. Тенденція незначного зменшення

осідань при попередньому навантаженні плити у ПФ, у якому відстань між палями складає 7*d* може бути викликана тим, що при збільшенні відстані між палями, частину навантаження сприймає плита [50].



Рисунок 5.18 – Порівняння графіків «навантаження – осідання» ПФ з групи паль, з відстанню між палями 3d (a), 5d (б), 7d (в), навантажених традиційним способом (1) та за I комбінацією (2, 3, 4, 5), за умови навантаження плити до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2; \quad 6 - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2; \quad B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2;$ $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

Якщо порівнювати осідання ПФ під час корегування проектного навантаження, тобто порівнювати осідання тільки після включення палі до роботи, то результати осідання після попереднього навантаження плити до 50 кН/м² складають 22,84 %, після 100 кН/м² – 25,03 %.

На рис. 5.18 зображено графік порівняння «навантаження – осідання» традиційного варіанту та запропонованого способу активації елементів ПФ, який складається з 9 паль, під час корегування проектного навантаження, тобто порівняння осідання тільки після включення палі до роботи. У випадку попереднього навантаження плити для кожного варіанту відстані між палями 3d, 5d, 7d відбувалася тенденція зменшення осідань порівняно з традиційним фундаментом. Це рахунок пояснюється тим, що за попереднього навантаження плити характеристики ґрунту змінювалися за рахунок ущільнення.

Навантаження плити ростверку, нез'єднаної з палею, сприяє ущільненню ґрунту навколо палі та усуненню дефектів викликаних технологією улаштування паль. Першочергове навантаження плити для кожної обраної відстані між палями дає ефект зменшення осідань ПФ порівняно з традиційним. Необхідно вести спостереження, щоб деформації ґрунту не вийшли за межі фази ущільнення та місцевих зрушень. Не доцільно передавати такі навантаження, оскільки можна перевищити допустимі осідання S_u.

Для порівняння за перерозподілом зусиль між складовими ПФ було обрано варіанти 5d та 7d, де плита ростверку, що не з'єднана з палями, була навантажена на 50 кH/м² та 100 кH/м², оскільки обрані варіанти розрахунку мають кращі показники за деформаціями основ.

Розглянемо детально ПФ з фактичною відстанню між палями 5d та 7d. Важливим критерієм у ПФ є перерозподіл зусиль між палею та плитою. Під час прикладання навантаження на класичний фундамент було помічено, що плита сприймає: 5d – 16%; 7d– 31,4% від загального навантаження. Використовуючи послідовне навантаження елементів ПФ було помічено, що плита для 5d сприймає 28,1 - 31,8%, для 7d – 47,5 - 52,8%. Згідно з [5, 15, 31] зусилля, які виникають від дії навантаження у кожній палі різняться в залежності від їхнього розташування, тому порівняння запропонованих варіантів ПФ відбувається за умови, що максимальне зусилля, яке виникає в палях не буде перевищувати розрахункового навантаження на палю: $N_{\pi} \ge N_{max}$.

Проведені дослідження вказують, що при взаємодії ПФ з ґрунтовою основою, необхідно враховувати: відстань між палями, яка (окрім взаємного впливу паль) впливає на площу спирання плитного ростверку на ґрунт; навантаження, яке прикладалося на плитний ростверк. В даному випадку виконується сумісна робота елементів ПФ, у якій плитний ростверк перебирає на себе значну частину навантаження лише за рахунок його попереднього навантаження.



Рисунок 5.19 – Графіки перерозподілу навантажень між ростверком і палями (відстань між палями 5d) в залежності від навантаження плити, нез'єднаної з палею: а – традиційним способом; б – 50 кН/м²; в – 100 кН/м²; г – 150 кН/м²; д – 200 кН/м²



Рисунок 5.20 – Графіки перерозподілу навантажень між ростверком і палями (відстань між палями 7d) в залежності від навантаження плити, нез'єднаної з палею: а – традиційним способом; б – 50 кН/м²; в – 100 кН/м²; г – 150 кН/м²; д – 200 кН/м²

За допомогою послідовного навантаження складових елементів ПФ було помічено (рис. 5.19-5.20), а саме – включення в роботу плити ростверку, в палях виникають менші зусилля для фактичної відстані між палями ПФ для: 5d на 12 - 15,7 %; 7d на 16,1 - 21,4%, порівняно з традиційним варіантом навантаження (5d – 16,1%, 7d – 31,4 %). Результати порівнянь тільки зусиль в палях під час традиційного навантаження та під час послідовного навантаження складових ПФ (де зусилля в палях отримане шляхом традиційного навантаження було обрано за 100%) зображені в таблиці 5.2.

Таблиця 5.2

II	Навантаження плити ростверку				Навантаження плити ростверку			
навантаження кН	ПФ з кроком паль 5d, кH/м ²				ПФ з кроком паль7d, кH/м 2			
	50	100	150	200	50	100	150	200
$N_{\pi} > N_{max}$	14,4%	16,3%	17,5%	18,8%	23,5 %	23,5%	24,2%	31,2%

Порівняння перерозподілу навантажень у ПФ з групи паль

В процесі числового моделювання було помічено ефект впливу довантажувальних сил тертя на переміщення паль за рахунок їх осідань. Довантажувальні сили тертя були викликані навантаженням плити, нез'єднаної з палями (палі працюють як армуючі елементи).



Рисунок 5.21 – Графіки залежності переміщення палі від навантаження нез'єднаної з нею плитою, розмірами: 3d (a), 5d (б), 7d (в): 1 – центральна паля; 2 – паля, розташована по одній осі з центральною; 3 – кутова паля.

При максимальному навантаженні, яке було прикладене на плиту ростверку, ($P_{nn} = 200 \text{ kH/m}^2$) не з'єднаної з палею, було визначено, що переміщення центральної (1) палі від дії додаткових дотичних напружень склали: для 3d – 1,79 мм (4,3% від осідання плити ростверку), для 5d – 7,4мм (17,7% від осідання плити ростверку), для 7d – 18,9мм (28,7 % від осідання плити ростверку). Переміщення паралельної (2) палі від дії довантажувальних сил тертя склали: для 3d – 1,56 мм (7,9% від осідання плити ростверку), для 7d – 9,32 мм (14,1 % від осідання плити ростверку). Переміщення паралельної (2) палі від дії довантажувальних сил тертя склали: для 3d – 1,56 мм (7,9% від осідання плити ростверку), для 7d – 9,32 мм (14,1 % від осідання плити ростверку). Переміщення

кутової (3) палі від дії довантажувальних сил тертя склали: для 3d – 1,42 мм (7,2 % від осідання плити ростверку), для 5d – 3,1 мм (7,4 % від осідання плити ростверку), для 7d – 5,56 мм (8,4 % від осідання плити ростверку).

5.4 Задача про перерозподіл зусиль у пальовому фундаменті з групи паль, навантаженого за II комбінацією у ПК Plaxis 3D

Для дослідження довантаження паль за рахунок дії довантажувальних сил тертя було проведено числове моделювання з урахуванням зміни характеристик ґрунту під п'ятою кожної палі

Удосконалений метод передбачає, що у межах зони зміни початкових параметрів основи (деформацій основи армованій палями) під п'ятою паль проводився відбір отриманих результатів в межах кожного скінченного елементу (рис. 5.1). Після чого, результати характеристик ґрунту переносилися на аналогічну модель з попередньо створеними ІГЕ, розміри яких відповідали розмірам скінченного елементу.

На рис. 5.22. зображено графіки порівняння навантаження-осідання традиційного та запропонованого методу послідовного навантаження його складових елементів для відстані між палями 5d. 3 результатів числового моделювання було виявлено, що порівнюючи з традиційним, метод послідовного навантаження складових елементів фундаменту при довантаженні плити до 50 кН/м² показав зменшення осідання на 30,6 %, при 100 кН/м² зменшення осідань на 25,6 %. плити ЛО довантаженні Довантаження плити до значення в 150кH/м² та 200 кH/м² (рис. 5.22в,г) показали зменшення осідань на 13,6 % та 3 % відповідно. Тенденція збільшення відсоткового співвідношення пояснюється спроможністю передавати навантаження на основу самими палями за рахунок їх попереднього навантаження довантажувальними силами тертя.



Рисунок 5.22 – Графіки «навантаження – осідання» ПФ з групи паль (відстань між палями 5d), навантажених традиційним способом (1) та за II комбінацією (2 та 3), за умови навантаження плити (2) до: $a - P_{nn} = 50 \text{ кH/m}^2$; $\delta - P_{nn} = 100 \text{ кH/m}^2$; $B - P_{nn} = 150 \text{ кH/m}^2$; $\Gamma - P_{nn} = 200 \text{ кH/m}^2$

Це пояснюється тим, що ґрунт в результаті дії навантаження ущільнюється не тільки під плитою ростверку але і під вістрям палі. Процес передачі навантаження відбувається за рахунок додаткових дотичних напружень вздовж палі.

5.5 Порівняння результатів числового моделювання перерозподілу зусиль в палях у ПК Plaxis 3D з натурними даними

Точність і достовірність результатів числового розрахунку в ПК Plaxis 3D, доведено узгодженням з результатами натурних випробувань [85] та апробованими чисельними даними, виконаними учнями проф. Бойка І.П. [86] у ПК VESNA. Характеристики ґрунту, які використовувалися під час моделювання вказані в таблиці 5.3.

Таблиця 5.3

Показники фізико-механічних ґрунту для моделювання у ПК Plaxis 3D

Параметр	Позначення	ΙΓΕ-1	Од. вим.
Тип поведінки матеріалу	Туре	Дренований (Drained)	
Питома вага грунту вище РГВ	Yunsat	17	кH/м ³
Питома вага грунту нижче РГВ	γ_{sat}	19,1	кH/м ³
Коефіцієнт пористості	e	0,62	Д.О.
Січний модуль деформації при 50% руйнуючого девіаторного напруження	E_{50}^{ref}	27000	кH/м ²
Дотичний модуль деформації при компресійних випробуваннях	E_{oed}^{ref}	27000	кH/м ²
Модуль деформації при розвантаженні / повторному навантаженні	E_{ur}^{ref}	81000	кH/м ²
Ступінь жорсткості, для гіперболічної залежності від напружень	т	0,8	-
Зчеплення	Cref	1	кH/м ²
Кут внутр. тертя	φ	32	0
Кут дилатансії	ψ	2	0
Коеф. Пуассона при повторному навантаженні	v_{ur}	0,3	_
Коеф. бічного тиску	K_0	0,65	_

За натурний експеримент було прийнято польові дослідження 15 паль перерізом axb=300×300 мм довжиною L=8,0 м, які розташовані по регулярній сітці з кроком 900×900 мм (3d). Дане випробування групи паль було проведене Пілягіним О.В. та Далматовим Б.І. у 1968 році та викладене в [85]. Ґрунтові умови представлені пісками середньої крупності, середньої щільності, однорідними, фізико-механічні характеристики якого зображені у [86].

Під час моделювання у ПК Plaxis 3D було помічено, що між крайніми середніми палями відбувається нерівномірність перерозподілу та навантажень. Цей факт пояснюється тим, що у палях кутових та крайніх рядів краще працює бічна поверхня, а у «середніх» палях міжпальовий грунт ніби втягується між бічними поверхнями паль, що виключає його дійсну роботу та переміщується разом з палями. Це явище підтверджується натурним експериментом, де на кутову палю приходиться 424 кН, а на середні лише 146-196 кН (простежується нерівномірний перерозподіл до 3-х разів). Подібний характер перерозподілу був відмічений багатьма вченими [12, 64]. Бартоломеем було помічено [5], що зі збільшенням навантаження на ПФ зусилля в центральній палі зменшується.

В ПК Plaxis 3D, в якості розрахункової, розглядався масив багатошарової основи обмежених розмірів 25×23×20 м (рис. 5.23а). Залізобетонні палі представлені об'ємними елементами (рис. 5.23б), які працюють на поздовжнє стиснення та згин.



Рисунок 5.23– СЕ-моделі ґрунтового масиву (а) та пальового фундаменту з групи паль у ПК Plaxis 3D.

Слід відзначити, що для створення адекватної моделі ґрунту та ідентифікації параметрів, згідно з натурним експериментом, ростверк не мав контакту з ґрунтом.

Порівняння натурного та числового експерименту показало задовільну збіжність. В ПК Plaxis 3D різниця зусиль, яка виникає у кожній палі не перевищує 8% порівняно з натурним випробуванням, ЩО знаходиться в межах прийнятої точності. Після врахування роботи ростверку було визначено, що ростверк сприймає 6% від загального роботу навантаження. Включення В ростверку допомогою за запропонованого методу числового моделювання, викликало збільшення ролі ростверку до 11% (плиту ростверку до об'єднання з палями було навантажено до 100 кH/m^2).

5.6 Моделювання НДС взаємодії пальово-плитного фундаменту з грунтовим масивом у ПК Plaxis 3D

Також, у п'ятому розділі представлені матеріали розрахунку взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою. Розроблений удосконалений метод розрахунку та отримані практичні рекомендації щодо числового моделювання були використані при варіантному проектування пальового фундаменту вітроенергетичної установки об'єктів Приморської ВЕС.

Просторова розрахункова модель системи «основа – фундамент» сформовано з додержанням принципів [71], зокрема просторовими скінченними елементами, а характеристики матеріалів призначено з урахуванням нелінійного характеру деформування використанням HSмоделі, яка є більш складною і коректно описує залежність жорсткості від напружень та враховує різниці жорсткостей при навантаженні. Включення плити до роботи можливо за рахунок його попереднього навантаження, за умови, що паля не буде мати контакту з плитою ростверку або значних осідань конструкцій пальового фундаменту, що іноді викликає дія моментів. Для розрахунку було запропоновано використати резерви несучої здатності ростверку [4, 71], що дало змогу зменшити зусилля в палях за рахунок ростверку.

Розрахункова область включає модель масиву ґрунту, плитний ростверк діаметром 20 м, 18 паль діаметром 1200 мм, довжиною 16 м та навантаження на фундамент від наземної споруди.

В якості розрахункової, дозволяється розглядати модель масиву обмежених розмірів. Геометричні розміри масиву ґрунту під час моделювання прийнято після розв'язання ряду тестових задач, за допомогою яких визначаються межі розповсюдження ізоліній переміщень. Тому, в ПК Plaxis 3D Foundation, в якості розрахункової, розглядався масив багатошарової основи обмежених розмірів 100×100×30 м (рис. 5.24).



Рисунок 5.24 – СЕ-модель ґрунтового масиву з трьох ІГЕ та конструкції пальово-плитного фундаменту

Модель ґрунтової основи складається з трьох інженерно-геологічних елементів (ІГЕ). Схему розташування паль було обрано згідно з проектним рішенням (рис. 5. 24).



Рисунок 5.25 – Схема розташування паль (a) і просторова модель пальовоплитного фундаменту (б)

Підібрані для моделювання в ПК Plaxis 3D фізико-механічні показники грунтів з урахуванням рівня ґрунтових вод вказані в таблиці 5.4.

Прогнозувався підйом рівня ґрунтових вод до поверхні ґрунту, тобто для значення фізико-механічних властивостей водонасичених ґрунтів прийнято з заниженими значеннями понад 40 % (зокрема модуль деформації ІГЕ-3 прийнято Е=6 МПа).

Таблиця 5.4

Показники фізико-механічних характеристик ґрунту для моделювання у

Параметр	ИГЕ-3	ИГЕ-4	ИГЕ-5	Од. вим.	
Тип поведінки матеріалу,		Дренований (Drained)			
Питома вага ґрунту вище РГВ, <i>γ</i> _{unsat}		19,16	20,12	кH/м ³	
Питома вага ґрунту нижче РГВ, _{уsat}	19,14	19,52	20,12	кH/м ³	
Коефіцієнт пористості, е	0,71	0,67	0,6	Д.О.	
Січний модуль деформації при 50% руйнуючого девіаторного напруження, E_{50}^{ref}	6000	16000	20000	кH/м ²	
Дотичний модуль деформації при компресійних випробуваннях, E_{oed}^{ref}	3000	8000	10000	кH/м ²	
Модуль деформації при розвантаженні і повторному навантаженні, E_{ur}^{ref}	30000	80000	100000	кH/м ²	
Ступінь жорсткості, для гіперболічної залежності від напружень, <i>m</i>	0,9	0,9	0,9	-	
Зчеплення, c _{ref}	16	23	24	кH/м ²	
Кут внутр. тертя, ф	20	21	21	٥	
Кут дилатансії, ү				0	
Коеф. Пуассона при повторному навантаженні, vur	0,35	0,35	0,35	-	
Коеф. бічного тиску, K_0		0,9	0,9	_	

ПК Plaxis 3D

На рис. 5.26, наведені результати розрахунку вертикальних переміщень ґрунтового масиву за умови прикладання на фундамент навантаження та обертаючого моменту для найгіршого стану зміни інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов.



Рисунок 5.26 – Ізолінії вертикальних переміщень ґрунтового масиву за умови прикладання на фундамент навантаження та обертаючого моменту: а – переріз 1-1; б – переріз 2-2 (позначено на схемі, рис. 5.25).

Максимальне осідання пальово-плитного фундаменту S=66,51 мм, що складає 22,17 % від граничного значення середнього осідання (S_u=30 см, згідно з додатком И [71].

Перерозподіл навантажень, які приходять на кожну палю, від дії загального навантаження (надфундаментної конструкції) та обертаючого моменту наведено у таблиці 5.5.

Таблиця 5.5

№ Палі	Навантаження, N кН		
1	-1704,726		
2	-1673,068		
3	-1534,245		
4	-1374,337		
5	-1101,346		
6	-808,193		
7	-487,293		
8	-144,907		
9	+141,991		
10	+305,908		
11	+169,168		
12	-106,585		
13	-423,759		
14	-758,284		
15	-1056,963		
16	-1331,573		
17	-1514,348		
18	-1629,701		
Σ	-15032,26		

Навантаження, яке приходиться на кожну палю у складі фундаменту

Максимальне навантаження, що передається на крайню палю за умови прикладання на фундамент навантаження та обертаючого моменту відповідає значенню $N_1 = 1704,73$ кН. За результатами розрахунку визначено, що сумарне навантаження, яке сприймають палі складає $N_{\Sigma \text{ паль}} = -15032,26$ кН, що становить 56,2 % від загального навантаження.

Частина навантаження передається на основу за рахунок плитного ростверку (26751,35-15032,26)=11719,1 кН, що становить 43,8 % від загального навантаження. Слід зазначити, що таке значення 43,8 % від

загального навантаження, яке передає на основу плитний ростверк виникає за рахунок дії обертаючого моменту.

Якщо дії обертаючого моменту не буде (навантаження буде рівномірно розподілятися між палями) частина навантаження, що передає на основу плитний ростверк, буде становити 16 % від загального навантаження.

Під час числового моделювання було помічено, що обертаючий момент провокує утворення крену, який не перевищує нормативне значення:

$$i = \frac{\Delta S}{d} = \frac{38,26 \text{ mm}}{20000 \text{ mm}} = 0,0019,$$

що на 56,82 % менше значення нормативних граничних деформацій основи $i_u = 1/2H = 1/2(110+3,05) = 0,0044$ згідно з додатком И ДБН В.2.1-10-2009 [71].

5.7 Область і обмеження застосування залежностей, які отримані в роботі

Згідно з даними конструктивних особливостей, геологічних умов майданчиків, на яких проведено натурні випробування, та ґрунтових умов лоткових досліджень, були прийняті обмеження для методу числового моделювання та застосування послідовного навантаження елементів пальового фундаменту.

В межах дослідної роботи не розглядалися пилувато-глинисті ґрунти схильні до просідання, а саме: тверді лесові ґрунти, які мають значення показника текучості $0,5 \le I_L \le 0,7$; напівтверді ($0 \le I_L \le 0,25$) та тугопластичні ($0,25 \le I_L \le 0,5$). Також в межах дослідної роботи не розглядалися гравійні та крупнозернисті ґрунти.

Даний метод розповсюджується на палі-тертя, і не враховує розташування під вістрям паль ґрунти модуль деформації яких Е ≥ 50 МПа, тобто для паль-стійок запропонований спосіб не розглядався.

При моделюванні розглядалася схема, у якій окремо деформувалася зона під ростверком та під підошвою палі. Згідно з ізолініями переміщень, накладання таких зон не простежувалося, що відповідає схемі саме пальового фундаменту, а не пальової основи.

Далі наведено особливості застосування послідовного навантаження складових елементів пальового фундаменту, яке здійснюють наступним чином [9]: влаштовують пальове поле, з паль виготовлених за будь-якою технологією, (у палях залишають арматурні випуски), потім монтують армокаркас плиту і опалубку навколо голів паль, та бетонують плиту (майбутній плитний ростверк) із заздалегідь виконаними у ньому порожніми отворами так, щоб в процесі зведення будівлі було забезпечено доступ до голів паль крізь ці отвори. Форма і переріз отворів в плиті повинні обґрунтовуватись технологічною особливістю їх виконання, направленою на зниження матеріалоємності опалубкових робіт (в межах даної дисертаційної роботи форми отворів не досліджувалися).

Далі передбачається зведення будівлі, навантаження від якої сприймається тільки плитою з отворами. У цей час робота фундаменту подібна до плитного фундаменту на основі, армованій вертикальними елементами (палями). Зведення поверхів будівлі на плиті (її навантаження) продовжується до розрахункового осідання, що не перевищує значення гранично допустимої величини в залежності від конкретного типу будівлі S_и (сьогодні ця величина регламентується ДБН В.2.1-10-2009 [71].

Навантаження плити, нез'єднаної з палями, (наприклад, 100 кН/м² – що прирівнюється 3-5 поверхам будівлі) дає змогу максимально використати ресурс ґрунтової основи під плитою і в подальшому запобігає розущільненню ґрунту під плитою ростверку, а обмеження щодо не

перевищення S_u забезпечує необхідний рівень надійності фундаментної плити, як залізобетонної конструкції.

При наближенні осідання до величини, що не перевищує S_u , палі поступово починають з'єднувати з плитою, перетворюючи її в ростверк (тип з'єднання – жорстке). Для стикування у місцях отворів влаштовуються спеціальні арматурні каркаси і сітки, які необхідні для сприйняття плитним ростверком зусиль від паль (на продавлювання). Заповнюючи отвори у плиті бетоном створюють єдину конструкцію пальового фундаменту, який сприймає іншу частину навантаження, від верхніх поверхів. Вид матеріалу і склад розчинів бетону для заповнення отворів у плиті, стики на границі контакту нового матеріалу з існуючою плитою, а також варіанти арматурних сіток і каркасів в межах даної дисертаційної роботи не досліджувалися).

Слід зазначити, що запропонована послідовність навантаження елементів ПФ є більш контрольованою щодо недопущення утворення крену, шляхом локального включення в роботу (активації статичним навантаженням) паль. Контрольованість забезпечується проведенням геотехнічного моніторингу на всіх етапах навантаження і можливістю коригувати проект.

Коли плита деформується незалежно від паль, то ущільнюється ґрунт основи під плитою в міжпальовому просторі, що може викликати переміщення паль, за рахунок довантажувальних сил тертя, що в межах даного дослідження використовується як позитивне явище, яке може ліквідувати недоліки спирання паль, вірогідність виникнення яких притаманна палям, виконаним за будь-якою технологією [9]. Особливо це ефективно в геологічних умовах при наявності верхніх «слабких» шарів ґрунту (з великим коефіцієнтом пористості і низьким значенням модуля деформації) під плитою. А також для буроін'єкційних паль (виконаних устаткуванням, нижній торець шнеку якого багаторазового використання), несучим шаром для яких є піски, що знаходяться нижче рівня ґрунтових вод. У процесі улаштування забивних паль між її поверхнею та ґрунтом утворюється проміжок, спричинений ущільненням ґрунту, що розташований близько до поверхні. В такому випадку контакт палі з ґрунтом відсутній, або порушений. В процесі надавлювання ґрунт під плитою переміщується по всім сторонам ущільнюючись (притискує) обтискує палю у місцях відсутності контакту, ліквідуючи це негативне явище.

Переваги ПФ складові елементи якого послідовно навантажуються, полягають у тому, що після жорсткого з'єднання пити з палями в єдину конструкцію ПФ і зведення верхніх поверхів підвищується відсоткова участь плитного ростверку у роботі пальового фундаменту (сприйманні навантажені від будівлі) після з'єднання. І це дозволяє передавати на ПФ більші навантаження в порівнянні з ПФ, навантаженим традиційним способом.

Висновки до розділу 5

1. Встановлено особливість перерозподілу зусиль між групою паль і ростверком, який спочатку працює як плита і сприймає максимально допустимі навантаження, а на палі частина навантаження передається після їх жорсткого з'єднання з плитою, що зменшує зусилля в палях і підвищує відсоткову участь плитного ростверку в роботі пальового фундаменту.

2. Встановлено, що при послідовному навантаженні елементів ПФ незначна зміна характеристик ґрунту під плитою, нез'єднаною з палями, в результаті її навантаження викликає зменшення зусиль в палях, коли вони починають працювати у складі єдиної конструкції ПФ.

3. Вперше виявлено ефект впливу послідовного навантаження елементів пальового фундаменту (на початку нез'єднаних між собою) на перерозподіл зусиль між групою паль і ростверком, що дозволяє збільшити загальні навантаження або зменшити кількість паль при проектуванні, в порівнянні з пальовим фундаментом, навантаженим традиційним способом.

4. Розроблено рекомендації щодо контролю вхідних параметрів моделі ґрунтового середовища і врахування дії довантажувальних сил тертя, що дозволяють ідентифікувати параметри після навантаження кожного елементу пальового фундаменту на кожному етапі розрахунку, а також розв'язувати задачу, не змінюючи стандартні математичні коди ПК Plaxis 3D.

5. Удосконалено метол числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою з урахуванням нелінійного деформування середовища, довантажувальних сил тертя палі та перерозподілу зусиль при послідовному навантаженні плити ростверку і паль, що дозволяє прогнозувати відсоткову участь плитного ростверку в роботі пальового фундаменту та одержати кількісну оцінку НДС його основи для варіантного проектування.

6. Визначено, в яких межах навантаження плити і діапазоні відстані між палями застосування послідовного навантаження елементів пальового фундаменту ефективне, що дозволяє максимально використовувати ущільнення ґрунту у верхній частині основи під плитою і проектувати за раціональними рішеннями.

7. Ідентифікація параметрів моделі ґрунтового середовища і моделювання пальового фундаменту вітроенергетичної установки об'єктів Приморської ВЕС за удосконаленим методом дозволили спрогнозувати передачу навантаження на основу через плитний ростверк, скоротити кількість паль за рахунок зменшення зусиль в палях на етапі варіантного проектування.

211

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Аналітичний огляд раціональних конструктивних рішень пальових фундаментів з можливістю включення в роботу плитних ростверків, методик розрахунку і моделювання НДС їх основ свідчить про відсутність єдиного підходу до моделювання пальових фундаментів з поступовим включенням в роботу їх окремих елементів і непристосованість стандартних алгоритмів геотехнічних програм для розв'язання таких задач.

2. Розкрито фізичний процес формування в ґрунтовій основі зон зміни вектору сил тертя, зумовлених виникненням додаткових дотичних напружень вздовж палі, нез'єднаної з фрагментом плити, при навантаженні плити. Зафіксовано, що послідовне навантаження елементів ФПФ тричі викликає зміну напряму сил тертя на протилежне значення, та довантажує палю (інтенсивність впливу залежить від зміни навантаження на плиту і відстані між палями).

3. Отримано нові дослідні залежності «навантаження – осідання» для фрагменту пальового фундаменту в польових умовах, в якому послідовно навантажувалась плита ростверку, нез'єднана з палею, що дозволило зафіксувати залежність осідань палі від осідань плити, підтвердити можливість контролювати такі переміщення та управляти ними, а ефект довантаження паль за таких умов вважати корисним.

4. Встановлено особливість перерозподілу зусиль між групою паль і ростверком, який спочатку працює як плита і сприймає максимально допустимі навантаження, а на палі інша частина навантаження передається після їх жорсткого з'єднання з плитою, що зменшує зусилля в палях і підвищує відсоткову участь плитного ростверку в роботі пальового фундаменту.

5. Вперше виявлено ефект впливу послідовного навантаження елементів пальового фундаменту (на початку нез'єднаних між собою) на перерозподіл зусиль між групою паль і ростверком, що дозволяє збільшити загальні навантаження на фундамент або зменшити кількість паль при проектуванні, в порівнянні з пальовим фундаментом, навантаженим традиційним способом.

6. Розроблено рекомендації щодо контролю вхідних параметрів моделі ґрунтового середовища і врахування дії довантажувальних сил тертя, що дозволяють ідентифікувати параметри після навантаження кожного елементу пальового фундаменту на кожному етапі розрахунку, а також розв'язувати задачу, не змінюючи стандартні математичні коди ПК Plaxis 3D.

7. Удосконалено метод числового моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтовою основою з урахуванням нелінійного палі деформування середовища, довантажувальних тертя та сил перерозподілу зусиль при послідовному навантаженні плити ростверку і паль, що дозволяє прогнозувати відсоткову участь плитного ростверку в роботі пальового фундаменту та одержати кількісну оцінку НДС його основи для варіантного проектування.

8. Визначено, в яких межах навантаження плити і діапазоні відстані між палями застосування послідовного навантаження елементів пальового фундаменту ефективне, що дозволяє максимально використовувати ущільнення ґрунту у верхній частині основи під плитою і проектувати за раціональними рішеннями.

9. Практичні рекомендації щодо числового моделювання були враховані при варіантному проектуванні об'єктів Приморської ВЕС (Приморський район Запорізької обл.), що дозволило спрогнозувати передачу частини навантаження через плитний ростверк і скоротити кількість паль у фундаменті.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Андрианов И.В. Аналитическое решение задачи о взаимодействии сваи с грунтом / И.В. Андрианов, И.П. Бойко, В.Л. Седин // Расчет и проектирование свай и свайных фундаментов. Труды 2-й Всесоюзной конференции: Современные проблемы свайного фундаментостроения в СССР, Одесса, 29 мая-1 июня 1990. – Пермь, 1990. – С. 122-124.

2. Барвашов В.А. Экспериментально-теоретические исследования расчетных моделей свайно-плитных фундаментов / В.А. Барвашов, Г.Г. Болдырев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2009. №5 – С. 32-39.

 Барвашов В.А. Трехпараметрическая модель грунтового основания и свайного поля, учитывающая необратимые структурные деформации грунта
/ В.А. Барвашов, В.Г. Федоровский // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1978. – № 4. – С. 17-20.

 Бартоломей А.А. Основы расчета ленточных свайных фундаментов по предельно допустимым осадкам / Бартоломей А.А. – М.: Стройиздат, 1982. – 223 с.

5. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / Бартоломей А.А., Омельчак И.М., Юшков Б.С. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.

 Бахолдин Б.В. Исследование напряженно-деформируемого состояния сваи и околосвайного грунта при его осадке / Б.В. Бахолдин, В.И. Берман // Труды института. Выпуск 65 : Свайные фундаменты / науч. ред.
Б.В. Бахолдин ; Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений Госстроя СССР. – М., 1975. – С. 35-44.

7. Берман В.И. Работа свайного куста в условиях развития отрицательного трения / В.И. Берман // Труды института. Выпуск 65 :

Свайные фундаменты / ред. Б.В. Бахолдин ; Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений Госстроя СССР. – М., 1975. – С. 56-66.

 Бенерджи П. Метод граничных элементов в прикладных науках [Пер. с англ.] / П. Бенерджи, Р. Баттерфилд. – М.: Мир, 1984. – 494с.

Бікус К.М. Вплив попереднього навантаження паль на зниження їх осідань / Бікус Катерина Михайлівна // Дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.02 «основи і фундаменти». – Дніпропетровськ, 2015. – 210 с.

10. Бікус К.М. Аналітичний метод розрахунку напружено-деформованого стану основи одиночної палі / К.М. Бікус, В.В. Ковба, В.Л. Сєдін // Матеріали всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 17 грудня 2014 р. / Полт. нац. техн. унт ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. – С. 79-81.

11. Бойко І.П. Дослідження перерозподілу зусиль у фундаменті при різних варіантах розташування паль / І.П. Бойко, В.Л. Підлуцький // Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 37 / За загальною редакцією І.П. Бойка. – Київ : КНУБА, 2015 – С. 64-73.

12. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – Москва : НИИОСП, 1988. – 45 с.

Бойко І.П. Моделювання нелінійного деформування грунтів основи з урахуванням структурної міцності в умовах прибудови / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // Будівельні конструкції. – Київ : НДІБК. – 2004. – Вип.61. – т.2. – С. 27-33.

14. Бойко І.П. Напружено-деформований стан пальового фундаменту висотної каркасної будівлі з урахуванням спільної роботи з ґрунтовим масивом / Бойко І.П., Жук В.В., Корнієнко М.В., Сахаров О.С. // Будівельні конструкції. – 2004. – Вип. 61. – Т.1. – С. 19-22.

15. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П. Бойко // Основи і фундаменти:

Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Київ: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.

16. Бойко І.П. Числове моделювання напружено-деформованого стану фундаменту різнорівневого висотного комплексу в м. Києві / І.П.Бойко, В.С. Носенко // Основи і фундаменти : міжвідом. наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. – Київ, 2015. – Вип. 37. – С. 3-14.

Болдырев Г.Г. Испытания грунтов методом динамического зондирования / Г.Г. Болдырев // Инженерные изыскания. – 2011. – № 1.– С. 18-26.

18. Болдырев Г.Г. Методы определения механических свойств грунтов. Состояние вопроса / Г.Г. Болдырев. – Пенза: Пензенский государственный университет архитектуры и строительства, 2008. – 696 с.

Большаков В.И. Асимптотические методы расчета композитных материалов с учетом внутренней структуры / В.И. Большаков,
И.В. Андрианов, В.В. Данишевский. – Дн-вск : Пороги, 2008. – 196 с.

20. Брандль Х. Предварительное нагружение свай для уменьшения неравномерных осадок здания / Х. Брандль // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – № 9. – С. 118-131.

Бриджмен П. Анализ размерностей / П. Бриджмен; [пер. с англ.
С.И. Вавилов]. – Ижевск : НИЦ «Регулярная и хаотическая динамика», 2001. – 148 с.

Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при зведенні та наступній роботі: Монографія / Ю.Л. Винников – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2016. – 280 с.

23. Гандельсман И.А. Взаимодействие односвайных фундаментов с забивным элементом с окружающим грунтом: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 «Основания и фундаменты» / И.А. Гандельсман. – Пермь, 1995. – 18 с.
24. Глушков И.В. Прогноз осадок комбинированных свайных фундаментов: дис. ... канд. техн. наук : 05.23.02 / Глушков Илья Вячеславович. – Пермь, 2007. – 197 с.

25. Готман Н. З. Расчет свайно-плитных фундаментов из забивных свай с учетом образования карстового провала : дис. ...д-ра техн. наук : 05.23.02 / Готман Наталья Залмановна. – Уфа, 2004. – 348 с.

26. Головко С.И. Экспериментальное определение несущей способности задавливаемых свай и осадок свайных фундаментов / С.И. Головко // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. / Приднепр. гос. акад. стр-ва и арх-ры. – Днепропетровск, 2013. – Вып. 69. – С. 132-136.

27. Голубев А.И. К вопросу о выборе модели грунта для геотехнических расчетов / А.И Голубев, А.В. Селецкий // Актуальные научно-технические проблемы современной геотехники. – Том 2. – СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2009. С. 6–10.

28. Грутман М.С. Свайные фундаменты / М.С. Грутман. – Київ: Будівельник, 1969. – 190 с.

29. Грунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням : ДСТУ Б В.2.1-9-2016. – [Чинний від 2017-04-01]. – Київ : ДП «УкрНДНЦ», 2017. – 22 с.

30. Данішевський В.В. Асимптотичні розв'язки задач мікромеханіки композитних матеріалів : автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.17 «Будівельна механіка» / В.В. Данішевський ; ПДАБА. – Дніпропетровськ, 2008. – 32 с.

 Далматов Б.И. Проектирование свайных фундаментов в условиях слабых грунтов : Учебник / Б.И. Далматов, Ф.К. Лапшин, Ю.В. Россихин. – Ленинград: Стройиздат, 1975. – 240 с.

32. Девальтовский Е.Э. Влияние пригрузки на взаимодействие свай с грунтом / Е.Э. Девальтовский // Результаты экспериментальных

исследований взаимодействия свайных фундаментов с грунтом, численное моделирование экспериментов : труды VI Международной конференции по проблемам свайного фундаментостроения, [Уфа, 1998 г.]. – М., 1998. – Т. 1. – С. 43–46.

33. Дыба В.П. Уточнение методов расчета осадок фундаментов по данным лотковых и натурных экспериментов / В.П. Дыба, Ю.В. Галашев, О.Н. Осипова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2011. – № 3. – С. 23-27.

34. Экимян Н.Б. Метод расширенного подобия и его применение к моделированию работы свай / Н.Б. Экимян // Труды института. Выпуск 65 : Свайные фундаменты / ред. Б.В. Бахолдин ; Науч.-исслед. ин-т оснований и подземных сооружений Госстроя СССР. – М., 1975. – С. 27-34.

35. Елизаров С.А. Критерии несущей способности и различные фазы деформирования основания / Елизаров С.А., Малышев М.В. // Основания, фундаменты и механика грунтов. –1993. –№ 4. –С. 2-5.

36. Жусупбеков А.Ж. Расчет осадки свайных фундаментов высотных зданий в грунтовых условиях Астаны / А.Ж. Жусупбеков, С.Б. Енкебаев, Р.Е. Лукпанов, А.С. Тулебекова // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2012. – № 3. – С. 14-17.

37. Зарецкий Ю.К. Расчетная оценка взаимодействия экспериментальных свай с основанием и сравнение с результатами испытаний / Ю.К. Зарецкий, М.И. Карабаев // Вестник Московского государственного строительного университета. – Москва, 2006. – № 1. – С. 93-99.

38. Зенкевич О. Конечные элементы и аппроксимация / О. Зенкевич,
К. Морган // пер с англ. – М. : Мир, 1986. 318 с.

39. Знаменский В.В. Сравнение результатов натурных экспериментов с расчетами, выполненными при помощи конечно-элементной программы Plaxis 3D Foundation для забивных свай в глинистых грунтах / В.В. Знаменский, А.М. Рузаев, И.Н. Полынков // Вестник Московского

государственного строительного университета. – М., 2008. – № 2. – С. 18-23.

40. Зоценко М.Л. Сучасні проблеми пальового фундаментобудування / М.Л. Зоценко // Будівельні конструкції. – Київ : НДІБК. – 2004. – Вип. 61.– т. 2. –С. 33-39.

41. Зубкова Н.Н. Оценка качества результатов испытаний грунтов методами динамического и статического зондирования / Н.Н. Зубкова // Денисовские чтения. МГСУ. – М., 2000. – Т. 1. – С. 128-131.

42. Киричек Ю. А. Комбинированные массивно-плитные фундаменты. Ресурсосберегающие методы расчета и проектирования / Ю. А. Киричек. – Днепропетровск : ПГАСА, 2001. – 207 с.

43. Ковба В.В. Числове моделювання напружено-деформованого стану основи пальового фундаменту при окремому навантаженні його елементів / В.В. Ковба, К.М. Бікус, В.Л. Сєдін // Зб. наук. праць за матеріалами ІІІ Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 25 листопада 2016 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 100-102.

44. Ковба В.В. Напружено-деформований стан основи фрагменту пальового фундаменту при послідовному навантаженні елементів у лабораторних умовах / В.В. Ковба, К.М. Бікус, В.Л. Сєдін // Зб. наук. праць за матеріалами IV Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 27 квітня 2017 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 55-58.

45. Крутов В.И. Упрочнение оснований фундаментов в вытрамбованных котлованах путем их предварительной пригрузки / В.И. Крутов, Н.Т. Танатаров // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1990. – №6. – С. 11-13.

46. Кулачкин Б.И. Экспериментально-теоретические исследования и разработка метода зондирования в инженерной геологии: дис. ... на соиск. учен. степ д.г.-м.н: 25.00.08 / Кулачкин Борис Иванович. – М., 1990. – 348 с.

47. Маєвська І.В. Аналіз існуючих методів врахування роботи ростверку у складі існуючого фундаменту / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – Вінниця: УНІВЕРСМ-Вінниця. – 2007. – №4. – С.94-97.

48. Маєвська І.В. Дослідження впливу кроку і довжини паль при підсиленні стрічкових фундаментів мілкого закладання на несучу здатність / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Збірник наукових праць. Серія : Галузеве, машинобудування, будівництво / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2010. – Вип. 3(28). – С. 138-143.

49. Маєвська І.В. Математичне моделювання підсиленого палями стрічкового фундаменту / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – Вінниця: УНІВЕРСМ-Вінниця. – 2010. – №2(9). – С.128-133.

50. Маєвська І.В. Урахування роботи ростверку у складі стрічкових пальових та підсилених палями фундаментів : монографія / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук. – Вінниця: ВНТУ, 2013. – 22 с.

51. Маєвська І.В. Оцінка спільної роботи існуючого фундаменту та паль при його підсиленні за результатами модельного випробування / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення – Київ. Національний транспортний університет, 2006. Вип. 73. - С.38-43.

52. Маєвська І.В. Результати модельних досліджень стрічкових фундаментів мілкого закладання, що підсилюються палями / І.В. Маєвська, Н.В. Блащук // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – Вінниця: УНІВЕРСМ-Вінниця. – 2009. – №2(7). – С.64-69.

53. Мангушев Р.А. Плитно-свайный фундамент для здания повышенной этажности / Р.А. Мангушев, А.В. Игошин, Н.В. Ошурков, А.Б. Фадеев // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 2008. – № 1. – С. 15–20.

54. Мангушев Р.А. Проектирование и устройство подземных сооружений в открытых котлованах: учебное пособие / Р.А. Мангушев, Н.С. Никифорова, В.В. Конюшков, А.И. Осокин, Д.А. Сапин. – М., СПб.: Изд-во АСВ, 2010. – 256 с.

55. Маневич Л.И. Асимптотические методы в теории упругости ортотропного тела / Л.И. Маневич, А.В. Павленко, С.Г. Коблик. – Киев ; Донецк: Вища школа, 1982. – 153 с.

56. Мяснянкин А.В. Перспективные конструкции зданий и сооружений: Справочное пособие / Мяснянкин А.В., Мяснянкин А.А. – М.: Издательство ассоциации строительных вузов, 2013. – 144 с.

57. Метод конечных элементов в задачах строительной механики / [Баженов В.А., Сахаров А.С., Мельниченко Г.И., Чорний С.М.]. – К.: КГТУСА, 1994. – 368 с.

58. Мельников Р.В. Отличие использования параметров ОСК и РОР на напряженное состояние и деформирование переуплотненного грунта / Р.В. Мельников, А.В. Котова // Академический вестник Уралниипроект РААСН, – Тюмень, – 2017. – № 2. – С. 90-94.

59. Мельников Р.В. Отличие использования параметров ОСК и РОР при деформировании переуплотненного грунта под нагрузкой в программе Plaxis / Р.В. Мельников, О.С. Прошин // Академический вестник Уралниипроект РААСН, – Тюмень, – 2015. – № 3. – С. 87-91.

60. Метелюк Н.С. Исследования по выявлению резерва несущей способности свайных кустов / Н.С. Метелюк, В.В. Грузинцев, А.В. Куценко // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1977. – № 6. – С. 9-11.

61. Метод конечных элементов в механике твердых тел [общ. ред. А.С. Сахарова и Альтенбаха]. – Киев: Вища школа. Главное изд-во, 1982. – 480 с.

62. Мирсаяпов И.Т. Экспериментально-теоретические исследования моделей свайно-плитных фундаментов / И.Т. Мирсаяпов, Д.А. Артемьев // Известия КазГА-СУ. – 2008. – №2(10). – С. 68-74.

63. Мирсаяпов И.Т. Моделирование работы армированного массива / И.Т. Мирсаяпов, А.О. Попов // Научное издание симпозиума «Актуальные проблемы компьютерного моделирования конструкций и сооружений». – Новгород, 2007. – С. 18-20.

64. Моргун А.І. Дослідження опору вертикальним навантаженням кущів з паль різної довжини. / А.І. Моргун, О.В. Титко // Вісник ВПІ. – Вінниця. – 2000. – № 5. – С. 9-11.

65. Моргун А.С. Моделювання дилатансійного середовища ґрунту системи «паля-основа» за методом граничних елементів / А.С. Моргун // Основи і фундаменти. – Київ, 2002. – Вип. 27. – С. 84-90.

66. Моргун А.С. Моделювання нелінійної взаємодії пальового поля будівлі з ґрунтами за методом граничних елементів / А.С. Моргун, І.В. Пішенін, І.А. Моргун // Вісник ВПІ. – Вінниця: Універсум. - 2004. - №5. - С. 10-13.

67. Морозов Е.М. Метод конечных элементов в механике разрушения / Морозов Е.М., Никишков Г.П. – М. : Книжный дом «ЛИБРОКОМ», 2010. – 256 с.

68. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів багатоповерхових секційних будинків / В.С. Носенко // Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво). – Полтава: ПолтНТУ, – 2007. – №19. – С. 99-103.

69. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: автореф. дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – Київ, 2012. – 24 с.

70. Некоторые вопросы реконструкции фундаментов здания Одесского театра оперы и балета / В.Д. Холодов, Д.В. Холодов, Л.И. Колесников [и

др.] // Будівельні конструкції : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. / Н.-д. ін-т буд. конструкцій (НДІБК). — Київ, 2004. – Вип. 61, т. 2. – С. 135-138.

71. Об'єкти будівництва та промислова продукція будівельного призначення. Основи та фундаменти будинків і споруд. Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН В.2.1-10-2009. – Додано Зміну №1-2 від 1 липня 2012 р. – Замість СНиП 2.02.01-83 ; [чинні від 2009-07-01]. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 161 с.

72. Орехов В. В. Использование модели упрочняющегося грунта для описания поведения песка различной плотности при нагружении / В.В. Орехов, М.В. Орехов // Вестник Москов. гос. строит. ун-т. – 2014. – № 2. – С. 91-97.

73. Оржеховский Ю.Р. Плитно-свайные фундаменты как способ решения сложных геотехнических проблем / Оржеховский Ю.Р., Лушников В.В, Оржеховская Р.Я., Ярдяков А.С // Академический Вестник УралНИИпроект РААСН. – №4. – 2013. – С. 83-86.

74. Павленко А.В. Применение асимптотического метода к пространственной задаче теории упругости для композиционных материалов / Павленко А.В. // Извест. Академии наук СССР. Механика твердого тела. –1980. – № 3. – С. 50-61

75. Парамонов В.Н. Изменение несущей способности забивных свай во времени на открытых площадках и нагруженных конструкциями /
В.Н. Парамонов, Т.А. Дунаевская // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – Санкт-Петербург, 2004. – №8. – с. 102–106.
76. Парамонов В.Н. Метод конечных элементов при решении нелинейных

задач геотехники / В.Н. Парамонов. – Санкт-Петербург : Геореконструкция, 2012. – 262 с.

77. Пат. RU 2305154, МПК E02D 27/12 Способ возведения плитносвайного фундамента / Пеньковский Г.Ф., Сахаров И.И., Ершов А.В.; заявитель и патентообладатель ГОУ ВПО «Санкт-Петербургский государственный архитектурно-строительный университет». – 2006102592/03; заявл. 30.01.2006; опубл. 10.17.2008, Бюл. №19.

Пат. RU 58563, МПК Е02D 27/12 Свайный фундамент / Серегин А.Ю.,
 Колпаков В.Н.; патентообладатель Серегин А. Ю. – 2005131511/22; заявл.
 10.10.2005; опубл. 27.10.2006, Бюл. №33.

79. Пат. RU 2300604, МПК E02D 27/12 Способ строительства свайноплитных фундаментов в сейсмических районах / Шадунц К.Ш., Мариничев М.Б., Демченко В.А.; патентообладатель ФГОУВПО Кубанский государственный аграрный университет. – 2005131149/03; заявл. 07.10.2005; опубл. 10.06.2007, Бюл. №16.

80. Пат. RU 2378454, МПК E02D 27/14 Способ возведения плитносвайного фундамента / Шадунц К.Ш., Мариничев М.Б.; патентообладатель ФГОУВПО Кубанский государственный аграрный университет". – 2008133436/03; заявл. 14.08.2008; опубл. 10.01.2010, Бюл. №1.

81. Пат. RU 85172, МПК Е02D 35/00 Фундамент многоэтажного здания и сооружения / Барвашов В.А.,. Найденов А.И; заявитель и патентообладатель ФГУП НИЦ «Строительство». – 2009100370/22; заявл. 13.01.2009; опубл. 27.07.2009, Бюл. №21.

82. Пат. RU 85500 : Плитно-свайный фундамент, МПК E02D 27/12 / авторы и патентообладатели Колыбин И.В., Ладыженский И.Г., Петрухин В.П. – 2009104732/22 ; публ. 10.08.2009, Бюл. № 22. – 3 с.

83. Пат. RU 2328576 : Способ возведения плитно-свайного фундамента,
МПК Е02D 27/12 / Петрухин В.П., Шулятьев О.А., Лесницкий В. С.,
Харичкин А. И. ; патентообладатель ФГУП НИЦ «Строительство». –
20066131655/03 ; публ. 10.07.2008, Бюл. № 19. – 4 с.

84. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Изд. 2-е, перераб. и доп. – Киев : Сталь, 2002. – 600 с.

85. Пилягин А.В. Проектирование оснований и фундаментов с учетом упругопластических свойств грунтов / А.В. Пилягин, С.В. Казанцев. – издво Краснояр. ун-та., 1990. – 168 с.

86. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатошаровою основою / Підлуцький Василь Леонідович // Дис. ... канд. техн. наук : спец. 05.23.02 «основи і фундаменти». – Київ, 2013. – 198 с.

87. Підлуцький В.Л. Вплив розташування паль та їх довжини на перерозподіл зусиль у фундаменті. / В.Л. Підлуцький // Основи і фундаменти: Міжвідомчий наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА. – 2008. – Вип. 31 - С. 88-94.

88. Підлуцький В.Л. Експериментальні та чисельні дослідження напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій висотних будинків / Підлуцький В.Л. – Київ : КНУБА. – 2011. – Вип. 32 – С. 78-86.

89. Попов А.О. Расчет конечной осадки глинистых оснований, армированных вертикальными элементами / А.О. Попов // Magazine of Civil Engineering. – 2015. – №4. – С.19-71

90. Приклонский В.В. Несущая способность свай при реконструкции сооружений / В.В. Приклонский // Геотехника. – 2014. – № 3. – С. 24-31.

91. Проектирование и устройство фундаментов вблизи существующих сооружений в условиях плотной застройки / В.Г. Симагин. – М.: Изд-во АСВ, 2010. – 128 с.

92. Россихин Ю.В. Оценка воздействия отрицательного трения на несущую способность свай / Россихин Ю.В. // Несущая способность свай в слабых грунтах. – Ч. 2. Л., 1966. –С 42-50.

93. Руководство пользователя PLAXIS 3D Foundation. Версия 2 : пер. с англ. / R.B.J. Brinkgreve, W.M. Swolf [и др.]. – Санкт-Петербург: НИП-Информатика, 2007.

94. Садыхова Л.Г. Определение минимального количества объектов, необходимого для проведения выборочного эксперимента / Л.Г. Садыхова, Д.Б. Назаренко, И.А. Бабаев // Численные методы решения: Труды ИСА РАН. – М., 2012. – Том 62. – С. 23-27.

95. Самородов О.В. Розвиток наукових основ вибору раціональних параметрів комбінованих пальових і плитних фундаментів багатоповерхових будівель: автореф. дис. ... д-ра техн. наук : 05.23.02 «Основи і фундаменти» / О. В. Самородов; ХНУБА. – Дніпро, 2018. – 36 с.

96. Самофеев Н.С. Оценка эффективности применения средств малой механизации при динамическом зондировании грунта в стесненных условиях / Самофеев Н.С., Ковалева Д.В. // Интернет-журнал «НАУКОВЕДЕНИЕ» Том 9, №6 (2017) – 8 с. – ISSN 2223-5167.

97. Сахаров В.А. Взаимодействие инженерных конструкций с нелинейным основанием при сейсмических нагрузках: автореф. дис. ... докт. техн. наук: 05.23.02 / В.А. Сахаров ; Київ. нац. ун-т буд-ва і архітектури. – Киев, 2015. – 41с.

98. Сєдін В.Л. Вплив вдавлювального навантаження на деформативність основ буроін'єкційних паль / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, А.М. Мельник // Основи і фундаменти : міжвідом. наук.-техн. зб. / Київ. нац. ун-т буд-ва і архіт. – Київ, 2014. – Вип. 35. – С. 9-20.

99. Сєдін В.Л. Асимптотичний метод для оцінювання напруженодеформованого стану основ пальових фундаментів / В.Л. Сєдін, В.В. Данішевський, К.М. Бікус, В.В. Ковба // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ, 2015. – № 2. – С. 10-19.

100. Сєдін В.Л. Моделювання НДС буроін'єкційної основи палі, нез'єднаної з ростверком, при повторних статичних навантаженнях / Сєдін В.Л., Бікус К.М., Ковба В.В., Волнянський Ю.Ю. // Будівельні конструкції. Випуск 83 : Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. / ДП «Державний науково-дослідний ін.-т будівельних конструкцій». – Київ, 2016. – Кн. 2. – С. 236-243.

101. Сєдін В.Л. Лоткові дослідження напружено-деформованого стану основи пальового фундаменту при поетапному навантаженні його елементів / Сєдін В.Л., Бікус К.М., Ковба В.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Стародубовские чтения 2017» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 96. – С. 145-150.

102. Сєдін В.Л. Лоткові дослідження зміни дотичних напружень вздовж палі, яка попередньо нез'єднана з фрагментом ростверку / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, В.В. Ковба // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского промышленного и транспортного назначения» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 100. – С. 146-153.

103. Сєдін В.Л. Моделювання напружено-деформованого стану основи фрагменту пальового фундаменту при навантаженні ростверку, нез'єднаної з палею, у натурних умовах / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, В.В. Ковба, Ю. Ю. Волнянський // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 101. – С. 190-197.

104. Сєдін В.Л. Дослідження деформованого стану основи фрагменту пальового фундаменту при поетапному навантаженні його елементів у лотку / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, В.В. Ковба // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпро, 2017. – № 4. – С. 18-28.

105. Сєдін В.Л. Натурні дослідження деформацій фрагменту пальового фундаменту при статичних навантаженнях ростверку, нез'єднаного з палею / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, В.В. Ковба, Д.В. Кононов // Proceedings of the Second International Conference Challenges in Geotechnical Engineering 2017, 20-23 November 2017 / Kyiv National University of Construction and Architecture. – Kyiv: KNUCA, 2017. – C. 112-113.

106. Седин В.Л. Применение модели упрочняющегося грунта в численном моделировании буроинъекционной сваи большого диаметра / Седин В.Л., Бикус Е.М., Ковба В.В. // Геотехника. – Москва, 2014. – № 4. – С. 32-40.

107. Седин В.Л. Применение ручных забиваемых зондов при исследовании грунтов строительных площадок / Ульянов Я.В., Бикус Е.М., Седин В.Л. // Будівельні конструкції. Вип. 83 : Механіка грунтів, геотехніка та фундаментобудування : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. / ДП «Державний наук.-дослідн. ін.-т будівельн. констр.». – Київ, 2016. – Кн. 1. – С. 470-479.

108. Седов Л.И. Методы подобия и размерности в механике / Л.И. Седов. – М. : Наука, 1977. – 440 с.

109. Свайные фундаменты : СНиП 2.02.03-85 / Госстрой СССР. – Москва : ЦИТПГосстроя СССР, 1986. – 48 с.

110. Строкова Л.А. Анализ чувствительных параметров при численном моделировании поведения грунтов / Л.А. Строкова // Известия Томского Политехнического университета. –2008. –Т. 313. –№1. С. 64-68.

111. Строкова Л.А. Калибровка параметров упругости упругопластической модели путем моделирования лабораторных испытаний // Известия Томского политехнического ун-та. – 2009, Т. 315, № 1 – С. 87-92.

112. Строкова Л.А. Определение параметров для численного моделирования грунтов / Л.А. Строкова // Известия Томского Политехнического университета. – 2008. – Т. 313. –№1. С. 69-74.

113. Теория и методы инженерного эксперимента : курс лекций / Н.Г. Бойко, Т.А. Устименко. – Донецк : ДонНТУ, 2009. – 158 с. 114. Тер-Мартиросян З.Г. Обоснование использования свайнооболочечных фундаментов с предварительно напряженным грунтовым основанием / З.Г. Тер-Мартиросян, Я.А. Пронозин, М.А. Степанов // Основания, фундаменты и механика грунтов, 2012. – № 4. – С. 2-5.

115. Тер-Мартиросян З.Г. Напряженно-деформированное состояние в грунтовом массиве при его взаимодействии со сваей и фундаментом глубокого заложения / З.Г. Тер-Мартиросян // Вестник Московского государственного строительного университета. Механика грунтов. Основания и фундаменты. – М., 2006. – № 1. – С. 38-49.

116. Тер-Мартиросян А.З. Определение параметров модели Hardening Soil по результатам лабораторных испытаний / А.З. Тер-Мартиросян, А.Ю. Мирный, В.В. Сидоров, Е.С. Соболев // Геотехника. Теория и практика. Общероссийск. конфер. молодых ученых, научн. Сотрудн. и спецтов: межвуз. тематич. сб. трудов. СПб.: Изд-во СПбГАСУ, 2013. С. 141–146.

117. Фадеев А.Б. Метод конечных элементов в геомеханике / А.Б. Фадеев.
– М.: Недра, 1987. – 221 с.

118. Улицкий В.М. Гид по геотехнике (путеводитель по основаниям, фундаментам и подземным сооружениям) / В.М. Улицкий, А.Г. Шашкин, К.Г. Шашкин. – СПб. : ПИ «Геореконструкция», 2012. – 288 с.

119. Хмара Л.А. Определение параметров машин для погружения свай и фундаментов-оболочек / Л.А. Хмара, В.И. Пантелеенко, И.А. Кулик – Днепропетровск, 2005. – 143 с.

120. Чахвадзе А.Г. Изучение характера деформирования глинистого грунта в основании моделей свай / А.Г. Чахвадзе // Основания, фундаменты и подземные сооружения. Выпуск 74 – Москва, 1984 – С. 65-72.

121. Чернышев Ю.Г. Экспериментальные исследования модели сваи с «крылом» в условиях плоского лотка / Ю.Г. Чернышев // Основания, фундаменты и подземные сооружения. – М., 1967 – С. 156-162.

122. Чунюк Д.Ю. Расчет комбинированных свайно-плитных фундаментов : дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Чунюк Д.Ю. ; МГСУ. – М., 2002. – 136 с.

123. Шапиро Д.М. Метод конечных элементов в строительном проектировании: монография / Д.М. Шапиро. – Воронеж : Научная книга, 2013. – 181 с.

124. Швечиков Ю.В. Результаты повторных испытаний забивных железобетонных свай статической нагрузкой в условиях Санкт-Петербурга / Ю.В. Швечиков, Г.В. Левинтов // Реконструкция городов и геотехническое строительство. – 2005. – № 9. – С. 246-250.

125. Шулятьев О.А. Фундаменты высотных зданий / О.А. Шулятьев // Вестник Пермского национального исследовательского политехнического университета. Строительство и архитектура. – 2014. – № 4. – С. 202-144.

126. Aguilar. J.M. Importantes mejoras en los dispositivos de control de pilotes / J.M. Aguilar, E. Rojas // Memoria de la XVa Reunion Nacional de Mecanica de Suelos, San Luis Potosi. SMMS now SMIG, Mexico, 1990.

127. Aguirre M. Dispositivo para controlar hundimientos de estructuras piloteadas / M. Aguirre // Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1981. –No. 439.

128. Andrianov I.V. Boundary layers in fibrous composite materials / I.V. Andrianov, V.V. Danishevs'kyy, D. Weichert. – Acta Mechanica. – 2011. – Vol. 216.– P. 3-15

129. Auvinet G. Modeling of friction piles in consolidating soils / G. Auvinet, J.F. Rodriguez // Proc. Int. Deep Found. Cong., ASCE. – Orlando, 2002. – P. 224-235.

130. Barla M. Torino subsoil characterization by combining site investigations and numerical modelling / Barla M., Barla G. // Geomechanics and Tunelling, 2012. – Vol. 3. – P.214-232.

131. Bakholdin B.V. Investigation of Negative Skin Friction on Piles and Suggestions on Its Calculations / Bakholdin B.V., Berman V.I. // Journal of Soil

Mechanics and Foundation Engineering. – ASCE, 1975. – Vol. 2, No.4. – P. 238-244.

132. Bjerrum L. Reduction of negative skin friction on steel piles to rock / L. Bjerrum, I. Johannessen, O. Eide // Proc. 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. – Mexico, 1969. – Vol. 2. P.27-34.

133. Bozozuk M. Bearing capacity of pile preloaded by down drag / Bozozuk M. // Proc. Of the Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, 1981. – P. 631-636.

134. Brandl H. Cyclic preloading of pails and box-shaped deep foundations / H. Brandl // Geotechnical Challenges in Megacities : Proceedings of the International Conference on Geotechnical Engineering, [Moscow, 7-10 June 2010] / ISSMGE, Russian Society for Soil Mechanics, Geotechnics and Foundation. – Moscow, 2010. – Vol.1. – P. 3-28.

135. Brandl H. Cyclic preloading of piles to minimize (differential) settlements of high-rise building / H. Brandl / Slovak, 2005. – Slovak University of Technology, 2006. – P. 1–12.

136. Brian B. Sheil. Numerical modelling of pile foundation angular distortion / Brian B. Sheil, Bryan A. McCabe // Soils and Foundations., Japanese Geotechnical Society – 2015. – V. 55(3). – P. 614–625.

137. Briaud J.-L. Design and Construction Guidelines for Downdrag on Uncoated and Batumen-Coated Piles / J.-L. Briaud, L.M. Tucker // NCHRP Draft Report, Transportation Research Board, – Washington D.C. – 1996. – 118 p.

138. Brinkgreve R.B.J. Plaxis 2D-version 9. Finite Element Code for Soil and Rock Analyses / R.B.J. Brinkgreve, W. Broere, D. Waterman // User Manual – Rotterdam: Balkema – 2008.

139. Brinkgreve R.B.J. Selection of soil models and parameters for geotechnical engineering application / Brinkgreve R.B.J. // Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection, and Calibration / Ed. J.A. Yamamuro, V.N. Kaliakin.– American Society of Civil Engineers, 2005. – V. 128. – P. 69-98.

140. Calvello M. Selecting parameters to optimize in model calibration by inverse analysis / Calvello M., Finno R.J. // Computers and Geotechnics. – 2004. – Vol. 31. Issue 5. – p. 420-424.

141. Correa J.J. The application of negative friction piles to reduction of settlement / Correa J.J. // Proceedings. Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering Paris, France, 1961.

142. Davis E.H. Rate of settlement under two-and three-dimensional conditions / E.H. Davis, H.S. Poulos // Geotechnique 1972-3. Vol.22.No1 – p. 95-114.

143. De Beer M. Use of dynamic cone penetrometer (DCP) in the design of road structures / Geotechnics in African Environment. Blight et al. (Eds). London: Taylor and Francis, 1991. – P. 167-176.

144. Duncan J.M. Nonlinear analysis of stress and strain in soils / Duncan J.M., Chang C.Y. // ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. – 1970. – № 96 (SM5). – P. 1629-1653.

145. Fellenius B.H. Negative skin friction for long piles driven in clay / Fellenius B.H., Broms B.B. // Proc. 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, August 25-29, 1969. – Vol. 2. – P. 93-97.

146. Fellenius B.H. New pile for segauger for accurate measurements of pile behavior during and following driving / B.H. Fellenius, T Haagen. // Can. Geotech. J. (3), 1969. – P. 356-362.

147. Fellenius B.H. Down dragon piles in clay due to negative skin friction. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 4, 1972. – P. 323-337.

148. Fellenius B.H. Unified design of piles and pile groups // Transportation Research Board, Washington, TRB Record 1169, 1989. – P. 75-82.

149. Fellenius B.H. Negative skin friction and settlement to piles / Fellenius B.H. // Second International Seminar, Pile Foundations, Nanyang Technological Institute. – Singapore, 1984. – P.1-12

150. Girault P. Pilotes entrelazados. Teoría y funcionamiento (Overlapping piles, Theory and mechanism) / Girault P. // Proceeding, Meeting of Consultant-Constructors of deep foundations, Mexican Society of Soil Mechanics. – México, 1980.

151. Gonzalez F.M. Enderezado de dos ediftcios; un metro en elcaso mas de sfavorable. / Gonzalez F. M. // Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecanica de Suelosy Cimentaciones, Mexico – 1959. (Ubicados Re forma 139 y Plaza de Ferrocarriles No. 1). –P. 343-105.

152. Jiménez A. Pilotes de autocontrol / Jiménez A. // Revista Obras, Agosto, México, 1980.

153. Katzenbach R. Recommendations for the design and construction of piled rafts / R. Katzenbach, C. Moorman // Proceeding XVth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, [August 27-31, 2001, Istambul, Turkey]. – Istambul ; Balkema ; Rotterdam, 2001. –Vol. 2. – P. 927-930.

154. Kovba V.V. Application of the hardening soil model for numerical simulation of staged loading of pile foundations' elements / Kovba V.V. // Conference program and proceedings International scientific-practical conference of young scientists «Build-Master-Class-2017» 28.11-01.12.2017 / Kyiv National University of Construction and Architect. – Kyiv: KNUCA, 2017. – P. 196-197.

155. Lee C.J. Recent findings on negative skin friction in piles and pile groups in consolidating ground / C.J. Lee, M.D. Bolton, A.Al-Tabbaa // 5th International Conference on Deep Foundation Practice incorporating Piletalk: 4-6 April 2001. – Singapore, 2001. – P. 273-282.

156. Noor S.T. Numerical and Analytical Modeling for Predicting Drag Load Induced on Pile in Collapsible Soil because of Inundation // The Open Civil Engineering Journal. – June 17, 2017. – Bangladesh. – P. 664-675.

157. Noor S.T. Numerical investigation of a counter measure to control local scour around a bridge pier: A new source of bridge vibration / S.T. Noor,

A.F.M.S. Amin, A.J. Khan // IABSE-JSCE Joint Conference on Advances in Bridge Engineering-III – 21-22 August 2015, – Dhaka, Bangladesh – P. 204-211.

158. Noor S.T. Numerical modeling of piles in collapsible soil subjected to inundation / S.T. Noor, A. Hanna, I. Mashhour // International Journal of Geomechanics 13 (5) 2013. – P. 514-526.

159. Ohde J. Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund // Der Bauingenieur. – 1939. – P. 451-453.

160. Poulos H.G. Piled Raft Foundations for Tall Buildings / Poulos H.G., Small J.C., Chow H. // Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, 42, No.2, 2011. – P. 78-84.

161. Poulos H.G. The Analysis of Downdrag in End-Bearing Piles / H.G. Poulos, N.S. Mattes // Proc. of the 7th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, Vol. 2,1969. – P. 203-209.

162. Promboon S. The need for sound engineering experiencein civil work [Electronic resourse] / S. Promboon, C. Jitjuajun // Seminar papers, academic articles INTER-CONSULTING CO., LTD., 02 June 2015. – Electronic data. – [Thai Engineering Co., Ltd.]. – Modeofaccess: World Wide Web: http://www.thaiengineering.com/2015/index.php/itemlist/user/845%E0%B9%80 %E0%B8%A7%E0%B9%87%E0%B8%9A%E0%B8%A1%E0%B8%B2%E0% B8%AA%E0%B9%80%E0%B8%95%E0%B8%AD%E0%B8%A3%E0%B9%8 C?start=730 (viewed on June 28, 2017). – Title from the screen.

163. Schanz T. The Hardening Soil Modell – Formulation and Verification / T. Schanz, P.A. Vermeer, P.G. Bonnier // Proceedings Plaxis Symposium «Beyond 2000 in Computational Geotechnics», Amsterdam. – Rotterdam: Balkema. – 1999. – P.55-58.

164. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien / T. Schanz Mitt. Inst, fhr Geotechnik 45. Universitat Stuttgart. Stuttgart, – 1998. –152 p.

165. Sedin V. Investigation of redistribution of pile foundation forces under successive loading of its elements / V. Sedin, K. Bikus, V. Kovba // Civil and Environmental Engineering Reports. -2017. -(27) 4. - P. 121-129.

166. Randolph M.F. Upper bound limit analysis of circular foundations on clay under general loading / M.F. Randolph, A.M. Puzrin // Geotechnique 53. – 2003.
– No. 9, P. 785-796.

167. Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvement / Association for the Promotion of Investment and innovation. – Paris : Presses des Ponts, 2013. – 383 p.

168. Rico A. Sistemas mecanizados para pilotes: tesis que para obtar por el grado de profesional, Facultad de Ingeniería / Rico A.,UNAM. – Mexico, 1991. – 289 p.

169. Rodriguez J.F. Modela do del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de Mexico: tesis que para obtar por el grado de Doctor en Ingenieria, Programade Estudiosde Maestria y Doctora do en Ingenieria / Rodriguez J.F., UNAM., 2011. – 244 p.

170. Terzaghi K. Soil Mechanics in Engineering Practice / Terzaghi K., Peck R.B. // 1st Edition, John Wiley and Sons, New York, 1948. – P. 469-477.

171. Truty A. Improved formulation of the hardening soil model in the context of modeling the undrained behavior of cohesive soils / A. Truty, R. Obrzud // Studia Geotechnica et Mechanica, Vol. 37, No. 2, 2015.

172. Tamez E. Pilotes de Control en Centrales Telefonica / E. Tamez // En: Retro Sismico. Incrementar la seguridad y mantener el servicio del as centrales telefonicas. Telmex. Editorial IDH S.A. de C.V, 1988.

173. Tan Y.C. Design of Piled Raft Foundation on Soft Ground / Tan Y.C., Chow C.M. // GSM-IEM Forum: The roles of Engineering geology & geotechnical engineering in construction works, 2004. – PP. 1-20.

ДОДАТОК А. АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ

ЗАТВЕРДЖУЮ: В. о. ректора Державного вищого навчального закладу «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» (ДВИЗ ПДАБА) І.В. Рижков

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ

результатів дисертаційної роботи аспіранта кафедри основ і фундаментів Ковби В.В. на тему: «Перерозподіл зусиль в пальовому фундаменті з урахуванням послідовного навантаження його складових елементів»

Ми, що підписалися нижче, начальник навчального відділу д.т.н., доц. Тріфонов І.В., завідувач кафедри основ і фундаментів д.т.н., проф. Сєдін В.Л., учений секретар кафедри основ і фундаментів к.т.н., доц. Левченко Г.М., склали даний акт про те, що результати досліджень аспіранта Ковби В.В. були використані в навчальному процесі ДВНЗ ПДАБА при удосконаленні спецкурсів на випусковій кафедрі та виконанні магістерських робіт зі спеціальності «Будівництво та цивільна інженерія», де він виступав у якості наукового консультанта.

Начальник навчального відділу, д.т.н., доц. Тріфонов І.В. Завідувач кафедри основ і фундаментів, д.т.н., проф. Сєдін В.Л. Учений секретар кафедри основ і фундаментів, к.т.н., доц. Д. Левченко Г.М. Общество с ограниченной **Донтехпром** ответственностью «ТПФ Донтехпром»

Р/с 2600210183 в Отделении ПУМБ «РЦ в г.Днепропетровске» МФО 334851, ОКПО 39530665. Украина, 69118, г.Запорожье, ул.Автозаводская, 50, офис 147. Тел.: +38 (068) 774-71-11, +38 (099) 704-71-11. info@dontechprom.ua www.dontechprom.ua

Вих. № 124 від " 9 " березня 2018 р.



ДОВІДКА

про впровадження практичних рекомендацій щодо вдосконалення методу моделювання взаємодії пальового фундаменту з ґрунтової основою з урахуванням нелінійного деформування середовища, розроблених аспірантом кафедри основ і фундаментів Державного вищого навчального закладу «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Ковбою Владиславом Валерійовичем

За результатами числового моделювання за вдосконаленим методом враховано перерозподіл зусиль і навантажень між плитним ростверком і палями в фундаменті під вітроенергетичну установку. Частина навантаження, яке було передано на ґрунтову основу за рахунок плитного ростверку, склала 43,8%, це дозволило забезпечити необхідний рівень надійності проектного рішення фундаменту будівництва Приморської ВЕС потужністю 200 МВт у Приморському районі Запорізької області та скоротити кількість паль у складі фундаменту.

Головний інженер проекту

Hurl

Калмиков Ю.Ю.

ДОДАТОК Б.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

1. Седин В.Л. Применение модели упрочняющегося грунта в численном моделировании буроинъекционной сваи большого диаметра / Седин В.Л., Бикус Е.М., Ковба В.В. // Геотехника. – Москва, 2014. – № 4. – С. 32-40.

2. Сєдін В.Л. Асимптотичний метод для оцінювання напруженодеформованого стану основ пальових фундаментів / В.Л. Сєдін, В.В. Данішевський, К.М. Бікус, **В.В. Ковба** // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпропетровськ, 2015. – № 2. – С. 10-19. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

3. Сєдін В.Л. Моделювання НДС основи буроін'єкційної палі, нез'єднаної з ростверком, при повторних статичних навантаженнях / Сєдін В.Л., Бікус К.М., **Ковба В.В.**, Волнянський Ю.Ю. // Будівельні конструкції. Вип. 83 : Механіка ґрунтів, геотехніка та фундаментобудування : міжвід. наук.-техн. зб. наук. пр. / ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій». – Київ, 2016. – Кн. 2. – С. 236-243.

4. Сєдін В.Л. Лоткові дослідження напружено-деформованого стану основи пальового фундаменту при поетапному навантаженні його елементів / Сєдін В.Л., Бікус К.М., Ковба В.В. // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Стародубовские чтения 2017» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 96. – С. 145-150.

5. Сєдін В.Л. Лоткові дослідження зміни дотичних напружень вздовж палі, яка попередньо нез'єднана з фрагментом ростверку / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, **В.В. Ковба** // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Инновационные технологии жизненного цикла объектов жилищно-гражданского промышленного и транспортного назначения» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 100. – С. 146-153.

6. Сєдін В.Л. Моделювання напружено-деформованого стану основи фрагменту пальового фундаменту при навантаженні ростверку, нез'єднаної з палею, у натурних умовах / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, **В.В. Ковба,** Ю. Ю. Волнянський // Строительство, материаловедение, машиностроение : сб. науч. тр. Серия: «Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении» / ГВУЗ «Приднепр. гос. акад. стр-ва и архитектуры». – Днипро, 2017. – Вып. 101. – С. 190-197.

7. Sedin V. Investigation of redistribution of pile foundation forces under successive loading of its elements / V. Sedin, K. Bikus, V. Kovba // Civil and Environmental Engineering Reports. – 2017. – №(27) 4. – Р. 121-129. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Web of Science).

8. Сєдін В.Л. Дослідження деформованого стану основи фрагменту пальового фундаменту при поетапному навантаженні його елементів у лотку / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, **В.В. Ковба** // Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури. – Дніпро, 2017. – № 4. – С. 18-28. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

9. Бікус К.М. Аналітичний метод розрахунку напруженодеформованого стану основи одиночної палі / К.М. Бікус, **В.В. Ковба**, В.Л. Сєдін // Матеріали всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 17 грудня 2014 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2014. – С. 79-81. 10. Ковба В.В. Числове моделювання напружено-деформованого стану основи пальового фундаменту при окремому навантаженні його елементів / В.В. Ковба, К.М. Бікус, В.Л. Сєдін // Зб. наук. праць за матеріалами ІІІ Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 25 листопада 2016 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2016. – С. 100-102.

11. Ковба В.В. Напружено-деформований стан основи фрагменту пальового фундаменту при послідовному навантаженні елементів у лабораторних умовах / В.В. Ковба, К.М. Бікус, В.Л. Сєдін // Зб. наук. праць за матеріалами IV Всеукраїнської інтернет-конференції молодих учених і студентів «Проблеми сучасного будівництва», 27 квітня 2017 р. / Полт. нац. техн. ун-т ім. Ю. Кондратюка. – Полтава: ПолтНТУ, 2017. – С. 55-58.

12. Сєдін В.Л. Натурні дослідження деформацій фрагменту пальового фундаменту при статичних навантаженнях ростверку, нез'єднаного з палею / В.Л. Сєдін, К.М. Бікус, В.В. Ковба, Д.В. Кононов // Proceedings of the Second International Conference Challenges in Geotechnical Engineering 2017, 20-23 November 2017 / Kyiv National University of Construction and Architecture. – Kyiv: KNUCA, 2017. – C. 112-113.

13. **Kovba V.V.** Application of the hardening soil model for numerical simulation of staged loading of pile foundations' elements / Kovba V.V. // Conference program and proceedings International scientific-practical conference of young scientists «Build-Master-Class-2017» 28.11-01.12.2017 / Kyiv National University of Construction and Architecture. – Kyiv: KNUCA, 2017. – C. 196-197.