

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 41

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2020

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 41. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2020. 84 с. DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020

У збірнику вміщено статті, присвячені актуальним питанням геотехніки, наведено результати досліджень взаємодії елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції», впливу сейсмічних або інших динамічних навантажень, фундаментів на слабких ґрунтах, фундаментів глибокого закладання, утримуючих конструкцій, оцінки стійкості схилів зсувонебезпечних територій, визначення параметрів ґрунтів польовими та лабораторними методами. Висвітлюються також інші проблеми геотехніки та фундаментобудування.

Збірник розрахований на наукових та інженерно-технічних працівників науково-дослідних, проектних та будівельних організацій. Видання здійснює публікації за спеціальностями:

192 «Будівництво та цивільна інженерія»

194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології»

Редакційна колегія:

Ігор Бойко,	Україна - відп. редактор	Володимир Сахаров,	Польща
Василь Підлущкий,	Україна - відп. секретар	Олександр Сахаров,	Україна
Юрій Винников,	Україна	Володимир Седін,	Україна
Олена Волошкіна,	Україна	Олександр Трофимчук,	Україна
Михайло Дубровський,	Україна	Вальдемар Шайна,	Польща
Микола Зоценко,	Україна	Рольф Катценбах,	Німеччина
Микола Корнієнко,	Україна		

Рекомендовано до видання рішенням Вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 36 від 17.12.2020 року.

Редактор набору:	Василь Підлущкий, Вероніка Жук
Дизайн обкладинки:	Віталій Ручківський
Лінгвістичний консультант:	Людмила Скочко

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2020

Адреса редакції: к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітрофлотський, 31, м.Київ, 03037,
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

ISBN

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 41

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2020

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 38. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2019. 84 p. DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020

The journal includes the articles on topical challenges of geotechnics. There are the results of interaction between elements of the system «base - foundation – superstructures», influence of seismic or other dynamic loads; designing foundations on weak soils, exploration of the deep foundations, retaining structures, assessment of the slope stability of landslide areas, determination of soil parameters by in-situ and laboratory tests.

The journal is designed for scientific, engineering and technical specialists of scientific, research, design and construction organizations.

The journal publishes in the following specialties:

192 «Construction and civil engineering»

194 «Hydraulic engineering, water engineering and water technologies»

Editorial board:

Igor Boyko,	Ukraine - відп. редактор	Volodymyr Sakharov,	Poland
Vasyl Pidlutskyi,	Ukraine - відп. секретар	Oleksandr Sakharov,	Ukraine
Yuriy Vynnykov,	Ukraine	Volodymyr Sedin,	Ukraine
Elena Voloshkina,	Ukraine	Oleksandr Trofymchuk,	Ukraine
Michael Doubrovsky,	Ukraine	Waldemar St Szajna,	Poland
Mykola Zotcenko,	Ukraine	Rolf Katzenbach,	Germany
Mykola Kornienko,	Ukraine		

Recommended for publication by the resolution of the Academic Council of the Kyiv National University of Construction and Architecture, protocol No. 36 of 17.12.2020.

Typeset: Vasyl Pidlutskyi, Veronika Zhuk
Cover design: Vitalii Ruchkivskyi
Linguistic consultant: Liudmyla Skochko

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of
Construction and Architecture, 2019

Editorial Office address: off.109, off.121, KNUCA, Povitroflotskyi ave., 31, Kyiv, 03037,
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

ISBN

ПЕРЕДМОВА

Престиж будівельної професії (геотехніка).

Найближчим часом диплом інженера-будівельника в третьому тисячолітті можна буде побачити тільки в музеях.

Будівельна галузь в розвинутих країнах є рушійною силою економіки, тому що вона створює нові робочі місця, які, в свою чергу, збагачують свою країну. Це відбувається в тому випадку, коли повний цикл готової продукції твориться на теренах держави. До такої продукції відносяться і об'єкти геотехніки, тому що кожний квадратний метр житла або кубічний метр промислової споруди є кінцевою одиницею.

Для такого алгоритму необхідно підвищувати професійні знання інженера-будівельника (геотехніка) за період студентських років, для чого до теоретичної підготовки слід суттєво підняти рівень практичних навиків.

З цією метою державі бажано звернути увагу на матеріальну базу навчального процесу, а в організації навчального процесу необхідно сміливо вводити ознайомчі, початкові, технологічні та виробничі практики для прискорення процесу формування інженера-будівельника. Такий підхід дозволить готувати спеціалістів за замовленням будівельних організацій, які будуть рекламувати якість фахівців провідних університетів.

Для дискусії пропонуються такі питання:

1. Чи доцільно готувати інженера-будівельника, інженера-геотехніка за спеціальною програмою для конкретної організації.
2. Готувати фахівців за актуальними програмами з урахуванням тенденцій розвитку сучасних технологій розрахунків і специфічних особливостей створення геотехнічних об'єктів та з урахуванням регіональних властивостей територій.

Ігор Бойко,
д.т.н., професор,
Відповідальний редактор,
Завідувач кафедри геотехніки

ЗМІСТ

Ігор Бойко, Тетяна Диптан	9-
<i>Вдосконалення методики випробувань проектних паль на будівельному майданчику</i>	13
Михайло Дубровський, Владислава Дубравіна	14-
<i>Фізичне моделювання занурення сталевих трубчастих паль у піщаний ґрунт</i>	21
Вероніка Жук, Олександр П'ятков, Сергій Тарамбула	22-
<i>Напружено-деформований стан фундаментів будинку з врахуванням можливого водонасичення лесових ґрунтів</i>	31
Людмила Скочко, Артем Шабалтун	32-
<i>Вплив послідовності зведення будинків на формування напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-надземні конструкції»</i>	44
Віктор Носенко, Остап Кашоїда	45-
<i>Вплив вибору моделі основи на напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів монолітно-каркасного будинку</i>	54
Василь Підлуцький, Олександр Литвин	55-
<i>Формування НДС у фундаментах зерносушильних комплексів при зміні параметрів ґрунтів</i>	63
Ірина Жупаненко	64-
<i>Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі</i>	71
Василь Підлуцький	72-
<i>Про вимоги щодо статей, які публікуються у науково-технічному збірнику «Основи та фундаменти»</i>	79

Вдосконалення методики випробувань проектних паль на будівельному майданчику

Ігор Бойко¹, Тетяна Диптан²

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹boyko.ip@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-6841-0271

²diptan@ukr.net, orcid.org/0000-0003-2852-014X

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.9-13

Анотація. Надійні рішення для проектування висотних будинків з пальовими фундаментами залежать від правильності визначення несучої здатності паль. В окремих випадках необхідно знати несучу здатність по бічній поверхні і під подошвою. Для цього пропонується розробити спеціальну методику, яка поєднує випробування на вдавлювання і на висмикування та враховує характер навантаження (статичне або кінематичне).

В публікації запропонована методика випробування паль в польових умовах, яка імітує процеси, що супроводжують взаємодію палі з ґрунтовою основою в реальних ситуаціях експлуатації технічного об'єкта: наприклад, аварійне замочування ґрунтів, коли не передбачено час на стабілізацію деформації під навантаженням від будівлі чи споруди. Показано, що значення тертя на бічній поверхні паль суттєво залежить від характеру навантажень. Проаналізовані результати графіка випробувань паль дозволяють розділити ці дві складові у випадку коли розвантаження ведеться неперервно і початок руху палі в зворотному напрямку дає значення опору ґрунту на бічній поверхні. При цьому моделюється реальна поведінка палі в основі будівлі, оскільки в реальних об'єктах немає часу для стабілізації.

Запропоновано проводити випробування паль до навантаження, яке викликає неперервне вдавлювання паль, а поділ на складові - несучу здатність по бічній поверхні F_{df} і несучу здатність під подошвою палі F_{dr} дозволить накопичувати розрахункові опори ґрунту у відповідних зонах, що надає можливість створити таблиці R і f для ґрунтових умов України.



Ігор Бойко
завідувач кафедри
геотехніки
д.т.н., проф.



Тетяна Диптан
старший викладач
кафедри геотехніки

Врахування особливостей побудови графіка випробувань палі та запропонованих підходів дозволить коректно визначати складові, що використовуються при визначенні несучої здатності палі. Накопичення результатів випробувань, в подальшому дозволить уточнити розрахункові опори ґрунтів України. Достовірні значення розрахункових опорів дозволять зменшити обсяг статичних випробувань, проведення яких є трудомістким та дорогим.

Ключові слова. випробування паль, несуча здатність, статичні випробування, статичне та кінематичне навантаження, стабілізація, деформації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В Україні висотні будинки переважно проектуються на пальових фундаментах, тому коректне визначення значення несучої

здатності є актуальною задачею, бо направлене на підвищення надійності. Проведення випробування паль в польових умовах за діючою нормативною базою не зовсім враховує характер взаємодії паль з основою в період його експлуатації. Під вагою будівлі в основі розвиваються деформації, які відповідають умовам кінематичного навантаження і не відображають процеси, які відбуваються при випробуванні натурних паль за нормативними документами. Цей факт необхідно враховувати при проведенні випробувань і внести відповідні коригування до нормативних вимог.

АНАЛІЗ ОСТАННІХ ДОСЛІДЖЕНЬ ТА ПУБЛІКАЦІЙ

На практиці проведення натурних випробувань регламентують норми (ДБН, ДСТУ) при чому в публікаціях [1, 2, 4] вимоги не узгоджуються. В європейських нормах проведення випробування паль проводяться без стабілізації, переважно назначають 4 кроки (ступені).

МЕТА РОБОТИ

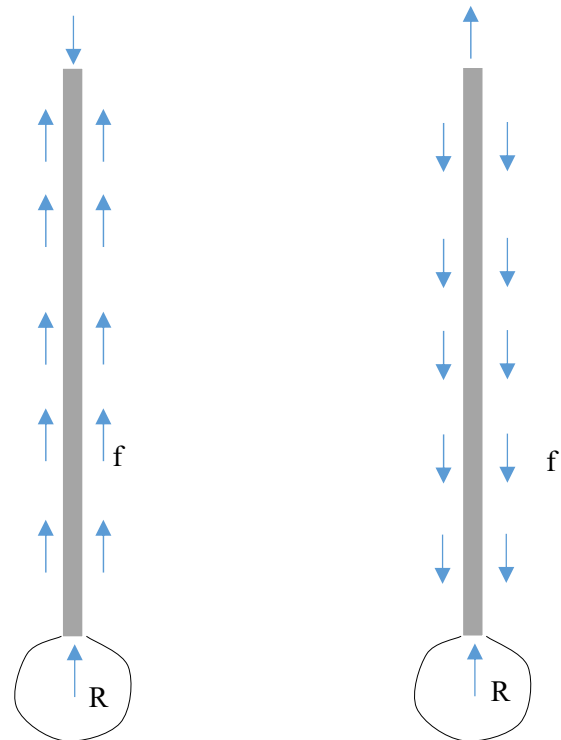
Цією публікацією планується вказати на особливості проведення випробування паль статичним навантаженням з проведенням аналізу існуючих методик та отримання вихідних даних для проектування, які пропонуються нормативними документами. Обґрунтувати методику випробувань, яка дозволяє отримати поділ несучої здатності на несучу здатність по бічній поверхні F_{df} і несучу здатність під підошвою палі F_{dR} .

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

У великих містах України висотні будинки проектують на пальових фундаментах. Для визначення несучої здатності паль проводяться випробування великої кількості паль. Вартість таких випробувань паль досягає десятки тисяч гривень за кожен. Разом з тим, методика проведення таких випробувань особливо вибір критеріїв для визначення граничного значення наванта-

ження на палю в багатьох випадках нормами не регламентуються, а на виробництві виконавці вносять додаткові зміни, які зумовлені ґрунтовими умовами, анкерною системою, потужністю домкрата [5].

а) статичне навантаження б) кінематичне навантаження



$$F_d = F_{df}^{cm} + F_{dR}$$

$$F_{df}^k = F_{dR}, \text{ це рівняння включає } F_{df}^k < F_{df}^{cm}$$

Рис.1. Схема взаємодії палі з ґрунтовою основою при статичному (а) та кінематичному (б) навантаженні.

Fig.1. The scheme of interaction of a pile with a ground basis at static (a) and kinematic (b) loading

Для вирішення цього питання проводять два випробування – одне на вдавлювання, друге на висмикування. Якщо внести уточнення в програму випробувань за нормами [1, 2] шляхом зміни значення ступені навантаження як при навантаженні так і при розвантаженні, і не витримуючи стабілізації. Такими змінами можна отримати результати за даними одного випробування. Слід відзначити той факт, що випробування зі стабілізацією на кожній ступені не відповідає реальному навантаженню палі в основі вже зведеного будинку. Це можна пояс-

нити, що під реальними будівлями і спорудами відбувається кінематичне навантаження палі. В цьому випадку немає часу для стабілізації і на бічній поверхні палі реалізується тертя, яке відповідає значенню мобілізованого тертя в полосі локалізації деформації, яке за значенням на 30...40% відсотків менше опору на бічній поверхні палі при малих деформаціях. При проведенні випробувань паль на будівельному майданчику слід враховувати методику прикладання навантажень – в нормативних

документах рекомендується прикладати покровоно з досягненням стабілізації; в той же час, в реальних умовах, немає часу на стабілізацію при передачі навантаження на палі. При цьому реалізується тертя в полосі локалізації деформації, яке за значеннями менше тертя зі стабілізацією, тобто така методика не забезпечує надійний результат визначення розрахункового навантаження на палю.

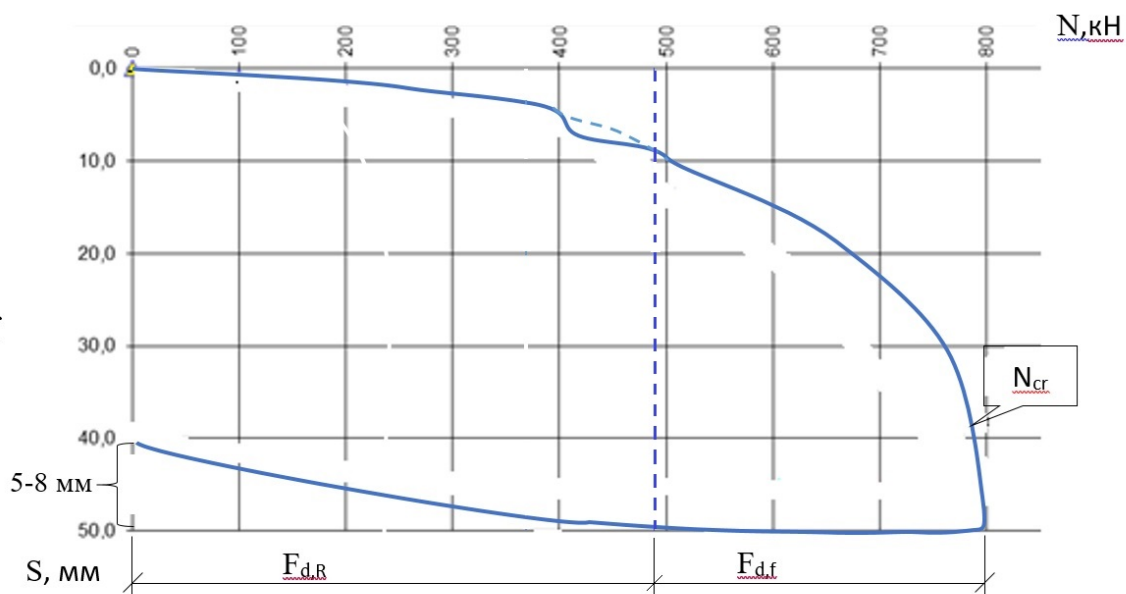


Рис.2. Результати статичних випробувань ґрунтів палями.
Fig.2. Results of static soil tests with piles.

Методика визначення складових несучої здатності залежить від характеру завантаження палі – (статичне або кінематичне) на бічній поверхні та під підшвою, які визначаються з витримуванням стабілізації в межах 15 хв з однаковими ступенями як при навантаженні, так і при розвантаженні палі.

Як видно з Рис. 2 мобілізація сил тертя на бічній поверхні характеризує зона включення в роботу підшви палі на ділянці від 0...350 кН. При досягненні 5-8 мм переміщення реалізується тертя ковзання і переходить в тертя кочіння. Випробування продовжується до отримання навантаження, що викликає неперервне вдавлювання палі.

В цьому випадку, під підшвою палі накопичується потенційна енергія, яка сприяє виштовхуванню палі при знятті навантаження без стабілізації. Спочатку на графіку можна спостерігати горизонтальну лінію в інтервалі розвантаження 800...550 кН, після чого палі виштовхується – мобілізує тертя на бічній поверхні. Це моделює поведінку палі в основі існуючих будівель і споруд. В цьому випадку відбувається кінематичне навантаження. Аналіз результатів випробувань дозволяє зробити пропозицію по уточненню нормативних вимог по випробуванню паль.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Надійність і ефективність проектування фундаментів із паль за різними технологіями їх влаштування залежить від повноти вхідної інформації для розрахунків, які мусять базуватися на результатах випробування реальних паль на будівельному майданчику за спеціальною програмою, розробленою інженером-геотехніком, який розуміється на процесах, які супроводжуються влаштуванням паль та їх взаємодії з основою під час експлуатації.
2. Важливим етапом є процес випробування, який регламентується ДБН і ДСТУ України, вимоги яких уже втратили актуальність. Наприклад, рекомендується проводити випробування паль покроково, орієнтуватись на значення несучої здатності палі F_d , а саме, спочатку $1/5 F_d$, потім $1/10 F_d$, витримуючи певний час (в залежності від виду ґрунтів), 30 хвилин або кілька годин. Отримавши такі результати немає рекомендацій як їх використати на практиці. Така технологія моделює статичне навантаження палі в процесі зведення будівлі, споруди.
3. Якщо розглянути варіант взаємодії палі з основою в період експлуатації, тобто є максимальне навантаження від геотехнічного об'єкта, існує вже максимальна жорсткість, а в цей час відбувається зміна властивостей ґрунтів основи, наприклад, їх зволоження (аварійна ситуація). В таких умовах зникає можливість витримувати стабілізацію деформації покроковою відбувається кінематичне вдавлювання паль, яке зменшує тертя по бічній поверхні в порівняння коли виконується випробування палі за нормативною методикою. Цей факт свідчить про прихований ризик в нормативних вимогах до проведення випробування паль, особливо для відповідальних геотехнічних споруд.
4. Важливо на етапі проведення випробування паль виділяти несучу здатність палі на бічній поверхні, для цього необхідно в програмі передбачати досягнен-

ня граничного значення навантаження, яке викликає неперервне вдавлювання палі в ґрунтовий масив, тим самим накопичується потенційна енергія в основі під підшвою палі, яка потім при розвантаженні допоможе виявити частину опору на бічній поверхні F_{df} .

5. В існуючій методиці рекомендується розвантажувати палю, при цьому помилково за нормативними вимогами збільшується крок в 2 рази, навпаки його потрібно не змінювати, або зменшити, що допоможе коректно визначити тертя по бічній поверхні. Накопичені дані надають можливість уточнити значення розрахункового опору ґрунтів на території України, а це в свою чергу, зменшить матеріальні затрати на проект в майбутньому.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ Б В.2.1-27:2010 Палі. Визначення несучої здатності за результатами польових випробувань. – К.: ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» (НДІБК), 2010.
2. ДСТУ Б В.2.1-1-95. Основи та підвалини будинків і споруд. Ґрунти. Методи польових випробувань палями. – К.: Укрархбудінформ, 1997. – 57 с.
3. Бойко І.П. Оцінка методів визначення осідання стрічкових пальових фундаментів. / І.П. Бойко, Л.В. Молодець // *Основи та фундаменти*. – К.: КНУБА. – 2013. – Вип. 34. – С. 104-110.
4. Бойко І.П. Польові методи випробування паль статичним навантаженням. / І.П. Бойко // *Основи та фундаменти*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 36. – С. 3-8.
5. Корнієнко М.В. Визначення несучої здатності вдавлюваних паль з урахуванням їх «відпочинку» / М. Корнієнко, М. Жердицький, П. Павленко, Т. Диптан // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С. 16-21.

REFERENCES

1. Piles. Determination of bearing capacity based on the results of field tests. DSTU B V.2.1-1-95. (1997). Kyiv: State Enterprise "State

- Research Institute of Building Structures" (2010)
2. Basics and foundations of buildings and structures. Soils Methods of flight tests by piles. DSTU B V.2.1-1-95. (1997). Kyiv: Ukrahrbudininform, 57 (in Ukrainian).
 3. Boyko I.P. (2013). Otsinka metodiv vyznachennya osidannya strichkovykh pal'ovykh fundamentiv [Evaluation of methods for determining the subsidence of strip pile foundations]. *Osnovy i fundamente: mizhvidomchyi naukovy-tekhnichniy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA. V. 34. 104-110. (in Ukrainian).
 4. Boyko I.P. (2015). Pol'ovi metody vyprovuvannya pal' statychnym navantazhnyam [Field test methods piles static load]. *Osnovy i fundamente: mizhvidomchyi naukovy-tekhnichniy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA. V. 36. 3-8. (in Ukrainian).
 5. Kornienko M, Zherditski M, Pavlenko P, Dyptan T. Vyznachennya nesuchoyi zdatsnosti vdavlyuvanykh pal' z urakhuvannyam ikh «vidpochynku» [Determination of bearing capacity of pressing piles taking into account their "rest"]. *Osnovy i fundamente: naukovy-tekhnichniy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA. V. 38. 16-21. (in Ukrainian).

case when unloading is carried out continuously and the beginning of the pile movement in the opposite direction gives the value of soil resistance on the side floor. This simulates the real behavior of the pile at the base of the building, because in real objects there is no time for stabilization.

It is offered to carry out tests of piles before loading which causes continuous indentation of piles, and division into components - bearing capacity on lateral surface F_{df} and bearing capacity under the sole of the pile F_{dR} will allow to accumulate the calculated soil supports in the respective zones, which makes it possible to create tables « R » and « f » for soil conditions of Ukraine.

Taking into account the peculiarities of the construction of the pile test schedule and the proposed approaches will allow to correctly determine the components used in determining the bearing capacity of the pile. The accumulation of test results in the future will clarify the calculated soil supports of Ukraine. Reliable values of the calculated resistances will reduce the amount of static tests, which are time consuming and expensive.

Key words. pile tests, bearing capacity, static tests, static and kinematic loading, stabilization, deformation.

Improving the test methodology of design piles on a construction site

Igor Boyko,
Tetiana Dyptan

Summary. Reliable solutions for the design of tall buildings with pile foundations depend on the correctness of the load-bearing capacity. In some cases, you need to know that it is impossible to determine the ability on the side surface and under the sole. To do this, it is proposed to develop a special technique that combines tests to remove and pull out and educate the nature of the downloads (static or kinematic).

The publication proposes a method of testing piles in the field, which simulates the processes that accompany the interaction of the pile with the soil base in real situations of operation of the technical object: for example, emergency soaking of soils when there is no time for stabilization deformations under load from a building or structure. It is shown that the value of friction on the side surface of the piles significantly depends on the nature of the loads. The analyzed results of the test schedule allow to separate these two components in the

Фізичне моделювання занурення сталевих трубчастих паль у піщаний ґрунт

Михайло Дубровський¹, Владислава Дубравіна²

Одеський національний морський університет
34, вул. Мечникова, Одеса, Україна, 65029

¹m.dubrovsky@gmail.com, orcid.org/0000-0003-1229-1717,
<https://www.scopus.com/authid/detail.uri?authorId=7801536288>

²dubravina@hotmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.14-21

Анотація. Сучасні морські транспортні споруди часто включають сталеві трубчасті палі суттєвої довжини (порядку 80-100 м і більше), які повинні забезпечувати високу несучу здатність у випадку прикладення зовнішніх осьових навантажень. Однією з цікавих особливостей поведінки довгих трубчастих паль є формування ґрунтової пробки на нижньому кінці палі. Для збільшення несучої здатності паль при статичному вдавлюючому навантаженні в деяких практичних випадках був застосований додатковий елемент у вигляді внутрішньої діафрагми. Дане дослідження направлено на вивчення двох взаємопов'язаних процесів при зануренні сталеві трубочаті палі: утворення ґрунтової пробки на нижньому кінці відкритої палі та поведінка ґрунту під діафрагмою, закріпленою всередині трубочаті палі. В лабораторних умовах на моделях вивчена робота сталеві трубочаті палі в процесі її занурення статичним вдавлюючим навантаженням в піщаний ґрунт. Виявлені фактори, що впливають на взаємодію елементів системи «пальова опора-ґрунтове середовище» при дії осьової сили. В даній статті наведені дані, що характеризують процес утворення ґрунтової пробки у нижнього (відкритого) кінця палі. Особливості формування другої ґрунтової пробки під внутрішньою діафрагмою будуть представлені в подальших публікаціях. Отримані результати можуть бути застосовані для збільшення несучої здатності палі чи для обґрунтування зменшення довжини палі.

Як доведено попередніми дослідженнями, однією з цікавих особливостей поведінки довгих трубчастих паль є формування ґрунтової пробки у нижнього кінця палі. З цієї точки зору



Михайло Дубровський
завідувач кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація»
д.т.н., професор



Владислава Дубравіна
аспірантка кафедри «Морські та річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація»

важливо вивчити вплив ґрунтової пробки не тільки на несучу здатність на нижньому кінці палі, але також і на поведінку ґрунту всередині палі. Показано, що в дрібно-піщаних ґрунтах пробка утворюється на порівняно ранній стадії занурення палі (в розглянутому випадку – при глибині занурення біля 4-5 діаметрів паль). Процес формування ґрунтової пробки у нижнього кінця трубочаті палі при її зануренні супроводжується зниженням рівня поверхні ґрунту в стовбурі палі відносно його початкового значення (по завершенню формування пробки рівень поверхні ґрунту в стовбурі палі стабілізується).

Ключові слова: сталеві трубчасті палі, ґрунтова пробка, внутрішня діафрагма, несуча здатність палі, лабораторні випробування моделі.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасні морські транспортні та офшорні споруди, такі як причали глибоководного порту, нафтогазові платформи, рейдові та офшорні стаціонарні одноточкові причали, підводні нафтоховища та інші, часто включають в якості основних несучих елементів сталеві трубчасті палі значної довжини (80-100 м і більше). Такі трубчасті палі повинні забезпечувати високу несучу здатність у разі прикладення зовнішніх осьових навантажень [1, 2, 3, 6].

У разі необхідності несучу здатність довгих трубчастих палей можна збільшити різними методами:

- забиваючи палю з закритим кінцем, щоб підвищити опір під нижнім кінцем (але це вимагає застосування занадто потужних молотів)
- шляхом занурення палі на більшу глибину до досягнення шарів несучого ґрунту (але такі занурення часто набагато більші, ніж ті, що потрібні для стійкості проти бічного навантаження)
- заливанням розчином під кінцем палі (але операції з очищення палі від ґрунту та заливання розчином є повільними та відносно дорогими)
- шляхом приварювання жорсткої діафрагми зі сталевієї пластини по внутрішній частині палі для збільшення несучої здатності за рахунок реакції ґрунту під діафрагмою (такий метод демонстрував добрі результати в деяких морських проектах та отримав позитивні рекомендації [5]).

Останній підхід (закриття стовбуру палі) виглядає досить привабливо для будівництва причалів глибоководного порту, морської та офшорної інженерії, але потребує детального розгляду та вивчення особливостей методу, відповідної сфери застосування, деталей конструкції жорсткої діафрагми та правильного її розташування вздовж порожнини палі.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Рекомендована технологія встановлення внутрішньої жорсткої діафрагми була опи-

сана М. Томлінсоном та Дж. Вудвардом (M. Tomlinson & J. Woodward, 2008) [6] (Рис. 1).

У жорсткої діафрагми необхідний отвір для скидання тиску води в ґрунтовій пробці та для витіснення мулу. Напруження на нижній стороні діафрагми високі під час занурення і тому потрібні радіальні ребра жорсткості.

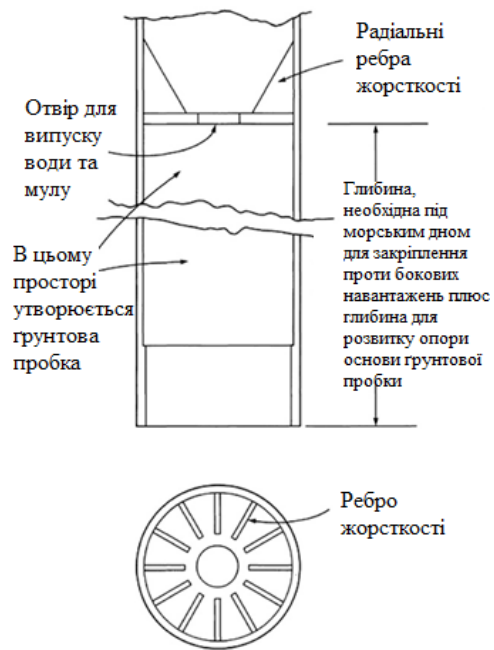


Рис.1. Сталева трубчаста палля з діафрагмою (джерело [6])

Fig.1. Steel Tubular pile with diaphragm (from ref. [6])

Мінімальна глибина над низом палі для розміщення жорсткої діафрагми - це глибина занурення нижче морського дна, необхідна для стійкості проти бічних навантажень. Однак необхідне подальше занурення палі для ущільнення ґрунту всередині пробки та для розвинення необхідного опору основи.

Отже, розглядаються два місця для формування двох ґрунтових пробок під час занурення трубчастої палі: на відкритому кінці палі та під внутрішньою діафрагмою.

Але ще один висновок згаданих авторів [6] («Неможливо досягти опору, еквівалентного палі з закритим кінцем») вважається дискусійною думкою. Варто порівняти ефект двох ґрунтових пробок із варіантом з закритим кінцем.

В якості прикладу практичного застосування діафрагми можна посилатися на пальові роботи на розвантажувальному вугільному терміналі Хадери, що біля Хайфи [6]. Були запропоновані палі з відкритим кінцем діаметрами 1424 і 1524 мм, але початкове забивання показало, що для розвитку необхідного осевого опору потребується дуже велика глибина занурення, до 70 м нижче морського дна у вапнякових пісках. Діаграма кількості ударів показала досить низький опір на глибині 36 м нижче морського дна. Потім були проведені випробування методом влаштування діафрагми. Діафрагма з отвором 600 мм, що забезпечувала перекриття поперечного перерізу на 83%, була вставлена на глибині 39 м нижче морського дна, а ще одне випробування з отвором діаметром 300 мм (закриття 95%) показало більш високий опір на 37 м. Передбачалося, що таке підвищення несучої здатності паль було обумовлене формуванням ґрунтових пробок нижче вказаних діафрагм.

Виходячи з того, що очевидний практичний ефект був досягнутий використанням жорсткої діафрагми, є намір вивчити особливості розглянутого підходу та отримати пов'язані якісні та кількісні параметри.

Що стосується способу встановлення палі, існує думка, що традиційні підходи (використання ударного молота або віброзанурювача) недостатньо надійні, щоб забезпечити безпеку жорсткої діафрагми, закріпленої зварюванням всередині стовбура палі і взаємодіючої з ґрунтом під діафрагмою. Щоб уникнути динамічних дій на діафрагму під час занурення палі, ми вважаємо за доцільне розглянути більш безпечний, але ефективний метод прикладання статичних навантажень шляхом вдавлювання палі.

МЕТА І МЕТОДИ

Для того, щоб розглянути вищенаведені питання, необхідно провести серії експериментальних досліджень для того, щоб ви-

значити найефективніше положення жорсткої діафрагми, при якому спостерігається найбільше зростання несучої здатності палі. Представляється, що найбільш ефективним вплив внутрішньої діафрагми може бути при такому її розташуванні, коли зона ущільненого ґрунту під діафрагмою увійде в силову взаємодію з ґрунтовою пробкою у нижнього (відкритого) кінця палі. У зв'язку з цим в подальшому доцільне вивчення цих двох процесів не тільки в експериментах на моделях, але і теоретично (з врахуванням результатів експериментальних досліджень). В даній статті розглядаються особливості формування ґрунтової пробки у нижнього кінця моделі трубчастої палі з тим, щоб в подальших дослідженнях пов'язати їх з процесом ущільнення ґрунту в стовбурі палі під жорсткою діафрагмою і вийти на єдину теоретичну модель, що описує ці два процеси, що одночасно відбуваються в трубчастій палі.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Як доведено попередніми дослідженнями, однією з цікавих особливостей поведінки довгих трубчастих паль є формування ґрунтової пробки у нижнього кінця палі [4, 5]. З цієї точки зору важливо вивчити вплив ґрунтової пробки не тільки на несучу здатність на нижньому кінці палі, але також і на поведінку ґрунту всередині палі [6].

Враховуючи той очевидний ефект (збільшення несучої здатності палі), досягнутий за рахунок застосування жорсткої діафрагми, потрібно було вивчити особливості розглянутого підходу за допомогою модельних статичних випробувань в лабораторних умовах. Метою було отримати параметри, що описують розглянутий процес занурювання палі – як якісні (що відносяться до процесу в цілому), так і кількісні (характерні для застосованої модельної системи «палія-ґрунт»).

Що стосується способу занурення палі в наших експериментальних дослідженнях, то щоб уникнути динамічних впливів на діафрагму під час занурення палі, ми застосували більш безпечний, але ефективний

метод прикладення вдавлюючого навантаження, використовуючи механічний домкрат [5].

Щоб розглянути вищенаведені моменти, пов'язані з трубчастою палею з внутрішньою діафрагмою, ми провели серії експериментальних досліджень в геотехнічній лабораторії кафедри «Морські і річкові порти, водні шляхи та їх технічна експлуатація» Одеського національного морського університету (Одеса, Україна).

Для випробування паль використовували ґрунтовий лоток розмірами: ширина 600 мм, довжина 750 мм, глибина 1100 мм (рис. 2). Для моделі трубчастої сталеві палі застосували сталеву трубу із зовнішнім діаметром $d=50$ мм, товщиною стінки 1 мм, довжиною $l=800$ мм. Для занурення труби в дрібний пісок застосували механічний домкрат (Рис. 3).

Для експериментальних досліджень використовувався дрібний пісок з наступними характеристиками: кут внутрішнього тертя 33° , щільність $14,5 \text{ кН/м}^3$, коефіцієнт пори-

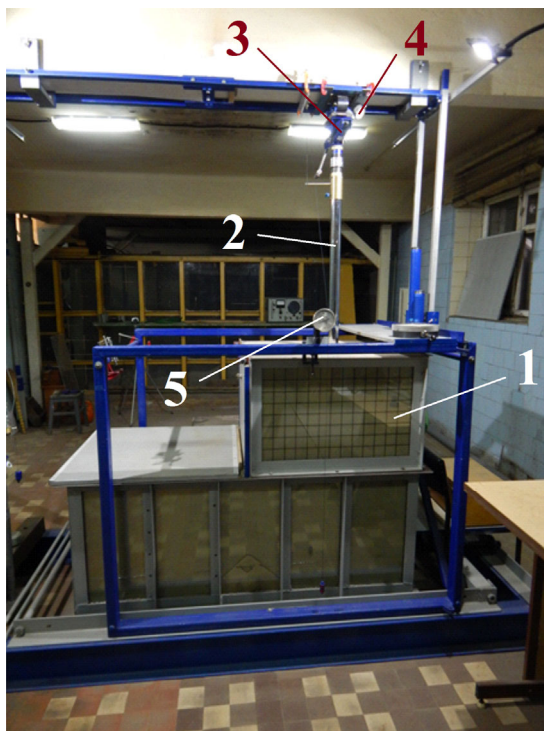
стості 0,71, вологість 0,07%, Модуль Юнга 16 МПа, коефіцієнт Пуассона 0,3.

Перша серія експериментів була направлена на визначення умов утворення ґрунтової пробки на нижньому кінці палі з відкритим кінцем.

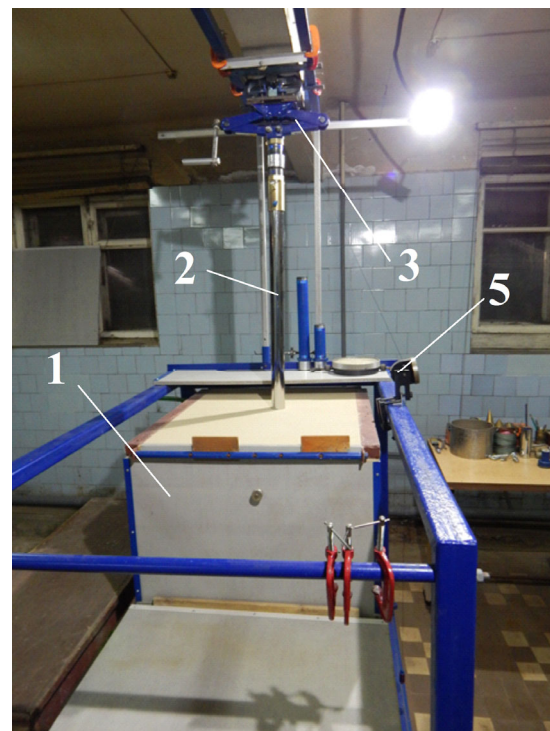
Вимірювані параметри (на кожному етапі прикладення навантаження):

- прикладене вертикальне осьове зусилля;
- глибина занурення палі
- рівень ґрунту всередині моделі палі (вихідне положення фіксувалося при рівності рівнів ґрунту всередині та зовні палі).

В ході проведення експериментів нами було припущено, що як доказ завершення процесу формування ґрунтової пробки можна вважати рівні вертикальні зміщення палі та пов'язані з ними осадки піщаної поверхні всередині порожнини палі на кожному етапі подальшого прикладення осьового навантаження (відповідні діаграми представлені на рисунках 4, 5).



а)



б)

Рис. 2. Експериментальна установка: а) вид збоку; б) вид спереду; 1 – ґрунтовий лоток; 2 – модель палі; 3 – механічний домкрат; 4 – динамометр; 5 – індикатор зміщень

Fig.2. Experimental facility: а) side view; б) front view; 1 - soil box; 2 – model pile; 3- mechanical jack; 4 – dynamometer; 5 – displacements gauge

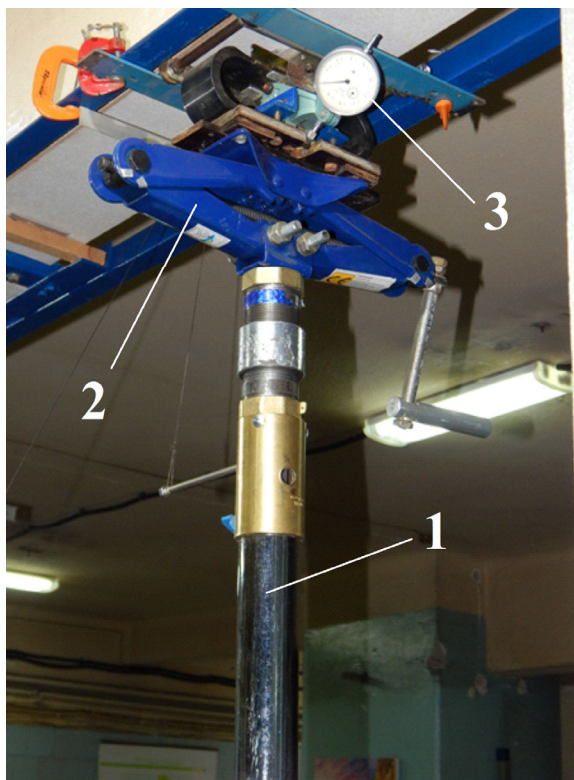


Рис. 3. Навантажувальна система: 1 – модель палі; 2 – механічний домкрат; 3 – динамометр

Fig. 3. Loading system: 1 - model pile; 2 - mechanical jack; 3 - dynamometer

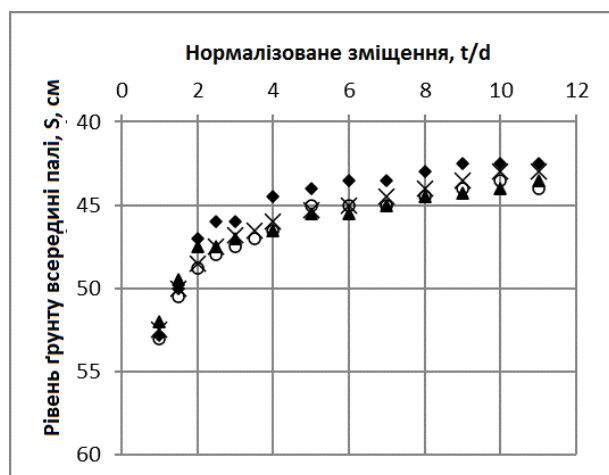


Рис. 4. Результати занурення моделі палі з відкритим кінцем (4 випробування): S – відстань між верхом палі та ґрунтом всередині порожнини палі

Fig. 4. Results of the open-ended model pile installation (four similar tests): S – distance between pile's top and soil surface inside the pile shaft

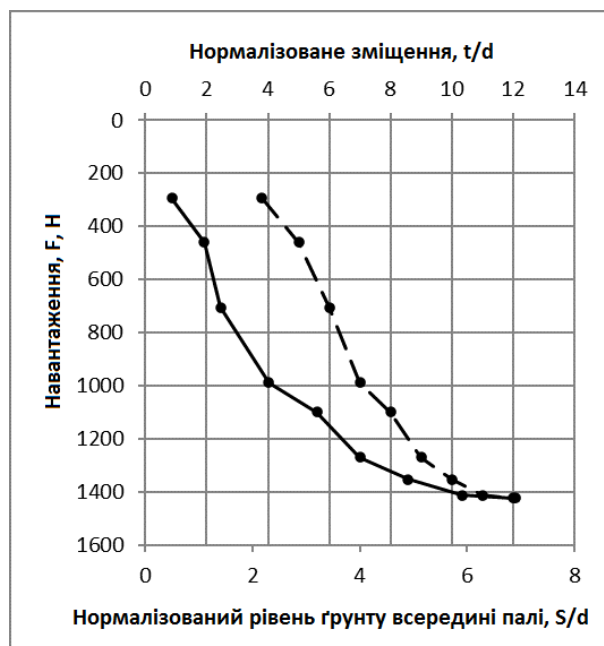


Рис. 5. Результати занурення моделі палі з відкритим кінцем (середні значення 4-ох випробувань):

—●— $t/d=t/d(F)$; —●— $S/d=S/d(F)$

Fig. 5. Results of the open-ended model pile installation (average values of four similar tests):

—●— $t/d=t/d(F)$; —●— $S/d=S/d(F)$

Рівень ґрунту всередині палі стабілізується при відносній глибині занурення (нормалізоване зміщення палі) приблизно $t/d=5-6$ (Рис. 4). Залежності для t/d та S/d , що описують зміщення палі та ґрунту, стають паралельними, починаючи з $t/d=5-6$ і до досягнення несучої здатності палі (Рис. 5).

Для якісного та кількісного опису досліджуваного процесу застосуємо також дві запропоновані рядом відомих зарубіжних вчених-геотехніків характеристики: IFR (Incremental Filling Ratio – відношення приросту довжини ґрунтової пробки до приросту глибини розташування нижнього кінця трубчастої палі) та PLR (Plug Length Ratio – відношення довжини ґрунтової пробки до глибини занурення нижнього кінця палі; як правило визначається для завершального етапу занурення палі) [7-9].

Параметр IFR може змінюватися в межах від 0 (довжина ґрунтової пробки в процесі занурення палі не змінюється, що

характерно для занурення через шар слабого ґрунту) до 1 (прирости довжини пробки та глибини занурення низу палі однакові, що спостерігається при зануренні палі в шарі щільного ґрунту).

Параметр PLR також може змінюватися в межах від 0 (ґрунт не потрапляє в стовбур палі через її нижній кінець; тобто паля працює по схемі закритого нижнього кінця) до 1 (довжина ґрунтової пробки в палі співпадає з глибиною її занурення).

Графіки залежності вказаних параметрів від глибини занурення палі для умов проведеного нами експерименту представлені на рис. 6 і 7. З них слід, що на початковій стадії занурення палі (при глибині занурення до $[1.5-2.0]d$) значення $PLR=IFR=100\%$, тобто паля занурюється по так званій схемі “fully coring mode” (повністю заповнений стовбур). Починаючи від глибини занурення порядку $(4-5)d$ довжина ґрунтової пробки практично не змінюється; середнє значення параметру IFR також залишається постійним. Деякі флуктуації значень IFR нижче глибини занурення 20 см можуть бути пояснені технологічними причинами - установкою проміжних трубчастих вставок-подовжувачів, так як хід механічного домкрату складав 20 см. В цілому же, картина досліджуваного процесу, що характеризується параметрами PLR та IFR, аналогічна отриманій нами раніше та представлений на рис. 4 і 5.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Деякі важливі результати першої серії лабораторних експериментів можна сформулювати наступним чином:

1. В дрібнопіщаних ґрунтах пробка утворюється на порівняно ранній стадії занурення палі (в розглянутому випадку – при глибині занурення біля 4-5 діаметрів палі);
2. Запропоновані нами критерії оцінки формування ґрунтової пробки при модельних дослідженнях процесу занурення палі призводять до результатів, що ана-

логічні методам оцінки, що базуються на характеристиках PLR та IFR;

3. Процес формування ґрунтової пробки у нижнього кінця трубчастої палі при її зануренні супроводжується зниженням рівня поверхні ґрунту в стовбурі палі відносно його початкового значення (по завершенню формування пробки рівень поверхні ґрунту в стовбурі палі стабілізується).
4. З врахуванням вищенаведеного спостереження можна прийти до висновку, що якщо розмістити внутрішню діафрагму на рекомендованій глибині, необхідній для фіксації проти поперечного навантаження, як описано вище (приблизно на глибині занурення біля 5-7 діаметрів палі), ми зможемо зіткнутися з ситуацією відсутності контакту між діафрагмою та ґрунтом всередині палі (зазор); тобто діафрагма не наздоганяє ґрунт. Отже, для подальших експериментальних досліджень необхідно застосувати таку методику випробувань, яка гарантує повний контакт нижньої поверхні внутрішньої діафрагми з ґрунтом всередині стовбура палі.

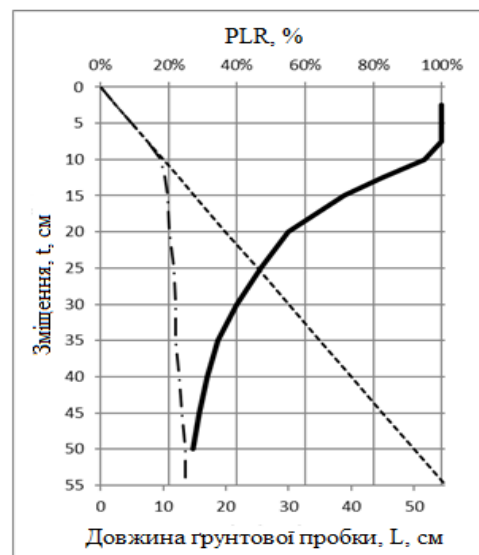


Рис. 6. Залежність параметру PLR від глибини занурення палі:

----- - повністю заповнений стовбур;
 — · — - $L=L(t)$; ——— - PLR

Fig. 6. Dependence of the PLR on pile driving depth:

----- - fully core mode;
 — · — - $L=L(t)$; ——— - PLR

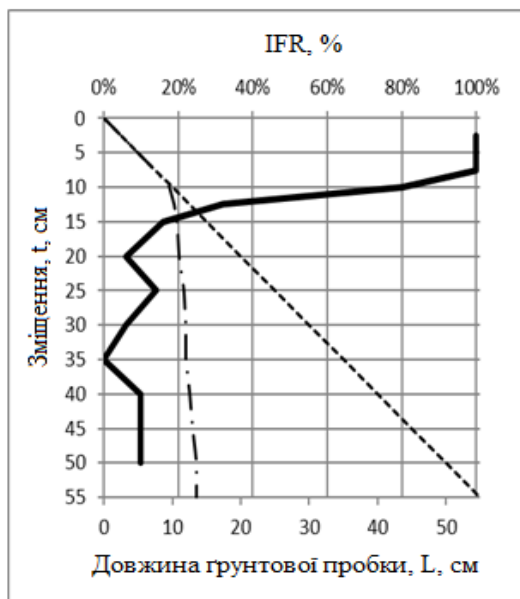


Рис. 7. Залежність параметру IFR від глибини занурення палі:

----- - повністю заповнений стовбур;
 - · - L=L(t); — - IFR

Fig. 7. Dependence of the IFR on pile driving depth:

----- - fully core mode;
 - · - L=L(t); — - IFR

ЛІТЕРАТУРА

1. Дубровский М.П. Одноточечные стационарные причалы для украинского шельфа и морских портов: проблемы и перспективы развития / М.П. Дубровский, Р. Перейрас // *Вісник Одеського національного морського університету*. – Одеса: Одеський національний морський університет. – 2014 – Вип.41. – С. 123-133.
2. Doubrovsky M., Gerashchenko A., Dobrov I., Dubrovskaya O. (2017). Piled structures for marine transportation facilities: innovative structures and technologies. *Proceedings of the Second International Conference «Challenges in Geotechnical Engineering 2017»*, Kyiv, Ukraine, pp. 104-105.
3. Doubrovsky M., Gerashchenko A., Dobrov I., Dubrovskaya O. (2018). Innovative Design and Technology Solutions for Development of Port and Offshore Pressed-in Piled Structures, *Proc. of the First International Conference on Press-in Engineering*, Kochi, Japan, pp. 91-99.
4. Randolph, M.F., Leong, E.C. and Houlsby, G.T. (1991). One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles, *Geotechnique*, Vol.41, No.4, pp. 587-598.

5. White, D.J., Deeks, A.D. and Ishihara, Y. (2010). Novel piling: axial and rotary jacking, *Proc. of the 11th International Conference on Geotechnical Challenges in Urban Regeneration*, London, UK, CD, 24p.
6. Tomlinson M. and Woodward J. (2008). *Pile design and Construction Practice*, Fifth edition, Taylor&Francis, N.Y.
7. Gudavalli S.R., Safaqaq O., Seo H. (2013). Effect of soil plugging on Axial Capacity of Open-Ended Pipe Piles in Sands. *Proceedings of the 18-th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, pp. 1487-1490.
8. Lehane, B. M. and Gavin, K. G. (2004). Discussion of “Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand”. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 6, pp. 656 – 658.
9. Paik, K. and Salgado, R. (2003). Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1), pp. 46 – 57.

REFERENCES

1. Doubrovsky M.P., Pereiras R. (2014) Odnotochechnye statsionarnye prychaly dlya ukrainskogo shelfa i morskikh portov: problemy i perspektivy razvitiya. [Single point fixed moorings for Ukrainian shelf and seaports: problems and prospects of development]. *Visnyk Odeskoho natsionalnoho morskoho universytetu*. Odesa. Odeskyi natsionalnyi morskyi universytet, 41, 123-133 (in Russian).
2. Doubrovsky M., Gerashchenko A., Dobrov I., Dubrovskaya O. (2017). Piled structures for marine transportation facilities: innovative structures and technologies. *Proceedings of the Second International Conference «Challenges in Geotechnical Engineering 2017»*, Kyiv, Ukraine, pp. 104-105.
3. Doubrovsky M., Gerashchenko A., Dobrov I., Dubrovskaya O. (2018). Innovative Design and Technology Solutions for Development of Port and Offshore Pressed-in Piled Structures, *Proc. of the First International Conference on Press-in Engineering*, Kochi, Japan, pp. 91-99.
4. Randolph, M.F., Leong, E.C. and Houlsby, G.T. (1991). One-dimensional analysis of soil plugs in pipe piles, *Geotechnique*, Vol.41, No.4, pp. 587-598.
5. White, D.J., Deeks, A.D. and Ishihara, Y. (2010). Novel piling: axial and rotary jacking,

Proc. of the 11th International Conference on Geotechnical Challenges in Urban Regeneration, London, UK, CD, 24p.

6. Tomlinson M. and Woodward J. (2008). *Pile design and Construction Practice*, Fifth edition, Taylor&Francis, N.Y.
7. Gudavalli S.R., Safaqah O., Seo H. (2013). Effect of soil plugging on Axial Capacity of Open-Ended Pipe Piles in Sands. *Proceedings of the 18-th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France, pp. 1487-1490.
8. Lehane, B. M. and Gavin, K. G. (2004). Discussion of "Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand". *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 130, No. 6, pp. 656 – 658.
9. Paik, K. and Salgado, R. (2003). Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(1), pp. 46 – 57.

Physical modeling of steel tubular piles installation into sandy soil

*Michael Doubrovsky,
Vladyslava Dubravina*

Summary. Modern marine structures (berths, breakwaters, offshore platforms, etc.) often include steel tubular piles of essential length (80-100 m and more) that should provide high bearing capacity in case of external axial loads application. Interaction between elements of the system "piled structure – soil media" is not yet studied sufficiently. It relates also to the bearing capacity of the long steel tubular piles of large diameter. One of the interesting peculiarities of long tubular piles' behavior is the formation of soil plug at the piles' tip. There are a lot of suggestion and methods aimed to increase piles bearing capacity under static pressing load. One of them relates to use of the additional structural element, i.e., the internal diaphragm welded to the internal surface of the pile's shaft. Such approach has been applied in some practical cases of marine construction and demonstrated its effectiveness. At the moment there are no researches focused on study of the peculiarities of internal diaphragm application. So proposed research aimed to study two connected processes during steel tubular pile driving: soil plug formation at the tip of the open-end pile and soil behavior under the internal diaphragm fixed inside the tubular pile's shaft. To study mentioned pro-

cesses we provided several series of laboratory experiments fulfilled at the Geotechnical laboratory of the Department "Sea, River Ports and Waterways" in Odessa National Maritime University. In these experiments the model of steel tubular pile has been driven (pressed) into fine sand by mechanical jack. The first series was devoted to determination of the conditions related to the soil plug formation at the pile's tip (results are presented in this paper). The next series were aimed to study the influence of the rigid diaphragm inside the pile's shaft (to be presented in the further publications). Obtained experimental results allow to conclude that (a) in the fine sand the plug is formatted at the comparatively early stage of pile installation (in case of our modeling - at the penetration depth of some 4-5 pile's diameter); (b) our empirical assessment of the conditions of soil plug formation corresponds to the approaches based on PLR and IFR characteristics; (c) formation of soil plug at the pile's tip is followed by decreasing of soil level in the pile's shaft relatively its initial value (on completing the plug formation the soil level in the shaft become stable); (d) regarding above mentioned, we may note that in case of use of internal diaphragm on the recommended depth (5-7 pile's diameters) there may be no contact between diaphragm and the soil inside the pile and the diaphragm does not come up with the soil. So, for the next series of our experiments, it should be foreseen assured contact of the diaphragm's surface with soil underneath.

As proved by previous studies, one of the interesting features of the behavior of long tubular piles is the formation of a soil plug at the lower end of the pile. From this point of view, it is important to study the effect of soil plug not only on the bearing capacity at the lower end of the pile, but also on the behavior of the soil inside the pile. It is shown that in fine-sandy soils a plug is formed at a relatively early stage of pile immersion (in this case - at a depth of immersion of about 4-5 pile diameters). The process of forming a soil plug at the lower end of the tubular pile during its immersion is accompanied by a decrease in soil surface level in the pile trunk relative to its initial value (upon completion of plug formation the soil surface level in the pile trunk stabilizes).

Keywords: steel tubular piles, soil plug, internal diaphragm, pile bearing capacity, laboratory model tests.

Напружено-деформований стан фундаментів будинку з врахуванням можливого водонасичення лесових ґрунтів

Вероніка Жук¹, Олександр П'ятков², Сергій Тарамбула³

Київський національний університет будівництва і архітектури

31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-1114-3192

²av.pyatkov@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-8797-151X

³tarambula@ukr.net

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.22-31

Анотація. В Україні проблема будівництва на лесових ґрунтах є актуальною через широке поширення цих ґрунтів та їх негативну властивість - здатність давати додаткові деформації просідання при водонасиченні. Підтоплення територій ґрунтовими водами, аварійні витіки з водоносних мереж спричиняють значні проблеми під час експлуатації будівель та інженерних споруд на таких ґрунтах.

Комп'ютерна симуляція взаємодії будівлі з ґрунтовою основою дозволяє досліджувати вплив усіх негативних факторів на зміну напружено-деформованого стану як ґрунтової основи, так і несучих конструкцій будинку.

Дослідження взаємодії будівлі з основою було виконано з використанням програмного комплексу ЛПРА-САПР. Досліджувалася взаємодія будинку з ґрунтовою основою, ґрунти якої здатні знижувати свої механічні властивості при збільшенні вологості та давати додаткові деформації просідання. Виконано варіантне проектування фундаментів з врахуванням виникнення нерівномірних деформацій при просіданні лесового ґрунту внаслідок його зволоження при можливих аварійних втратах із водоносних мереж. Проаналізовано зміну напружено-деформованого стану фундаментів будинку в залежності від просторової жорсткості фундаменту, місця розташування зони замочування в межах плями забудови, форми та розмірів зони зволоження лесового ґрунту.

Показано, що врахування можливого водонасичення лесових ґрунтів під час виконання розрахунків спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою, дозволяє отримати напружено-деформований стан фундаментів та несучих конструкцій надземної частини будинку для



Вероніка Жук
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Олександр П'ятков
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Сергій Тарамбула
магістр кафедри
геотехніки

найнесприятливіших умов, що можуть виникнути при аварійному витіканні із водоносних мереж. Виконано пошук оптимального варіанту фундаментних конструкцій будинку, який, залишаючись економічно ефективним, забезпечує надійну експлуатацію будинку в умовах можливого виникнення нерівномірних деформацій просідання ґрунтової основи при водонасиченні шару лесових ґрунтів.

За результатами досліджень запроектовано раціональний варіант фундаментних конструкцій з врахуванням можливого виникнення нерівномірних деформацій.

Ключові слова. Числове моделювання, напружено-деформований стан, жорсткість фун-

даменту, внутрішні зусилля, осідання, лес, просідаючі ґрунти, замочування, пальовий фундамент.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Лесові породи вкривають значну частину території України. Це означає, що більшість будівель доводиться зводити на ґрунтах, здатних знижувати свої механічні властивості при збільшенні вологості та давати додаткові деформації просідання.

Прагнення до надійності та економічності проектних рішень об'єктів потребує обов'язкового врахування спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою. Комп'ютерне моделювання взаємодії будівлі з ґрунтовим масивом дає можливість досліджувати вплив негативних факторів на напружено-деформований стан несучих конструкцій будинку. При цьому, можливість під час числового моделювання розглядати різні варіанти розташування зон водонасичення та їх розмірів, дозволяє виявити найнебезпечнішу комбінацію внутрішніх зусиль. Результати розрахунків взаємодії будівлі з ґрунтовою основою дають можливість обрати оптимальний варіант фундаментних конструкцій, що забезпечить надійну експлуатацію будинку в умовах нерівномірних деформацій внаслідок можливого водонасичення лесових ґрунтів техногенними водами і одночасно буде економічно ефективним.

Було виконано дослідження впливу нерівномірних деформацій внаслідок можливого водонасичення лесового ґрунту на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Напружено-деформований стан фундаментних конструкцій при можливому водонасиченні лесових ґрунтів буде залежати від жорсткості надземної частини, власної жорсткості фундаменту, властивостей ґрунтової основи, розташування зон водонасичення в межах плями забудови, форми та розмірів зон замочування лесового ґрунту.

Дослідження впливу всіх факторів є можливим при використанні числового моделювання спільної роботи всіх елементів системи «основа – фундамент – надземна частина будинку» з врахування можливого замочування лесових ґрунтів [1, 2].

Точність виконання розрахунків, відповідність результатів натурним показникам напряму залежить від можливостей розрахункового комплексу, моделі ґрунтового середовища, коректності скінчено-елементної моделі та постановок задач, параметрів різних середовищ, що є вихідними даними для розрахунку [1, 3]. Вдосконалення існуючих моделей та розробка нових, розширення можливостей розрахункових комплексів – все це є актуальними питаннями, що активно розробляються сьогодні для підвищення точності моделювання взаємодії ґрунтового середовища з фундаментними конструкціями при виконання геотехнічних розрахунків [4]. Врахування особливостей поведінки ґрунтової основи під час просідання лесового ґрунту при підвищенні вологості є важливим елементом проектування фундаментних конструкцій будівель, що зводяться в умовах можливого виникнення нерівномірних деформацій просідання ґрунтів [1].

МЕТА РОБОТИ

Метою виконаного дослідження є вибір раціонального варіанту фундаментних конструкцій будинку в умовах нерівномірних деформацій ґрунтової основи внаслідок можливого водонасичення лесових ґрунтів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для пошуку оптимального варіанту фундаментних конструкцій, який, будучи економічно ефективним, забезпечує надійну експлуатацію будинку в умовах можливого виникнення нерівномірних деформацій ґрунтової основи при водонасиченні лесових ґрунтів, розглядалися наступні задачі:

- визначення схем можливого водонасичення лесового ґрунту основи, що будуть спричиняти найбільші нерів-

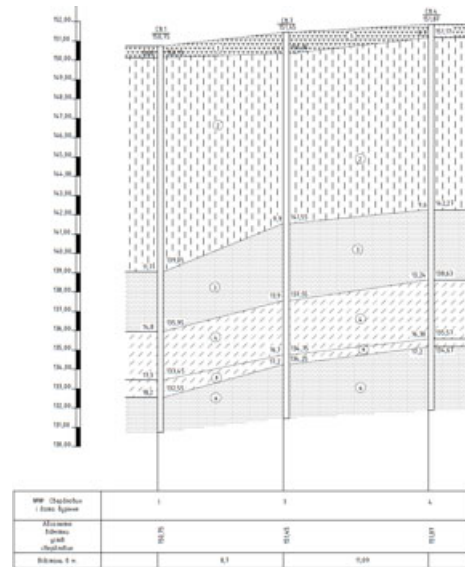
- номірні деформації фундаментів.
- варіантне проектування фундаментів з врахуванням виникнення нерівномірних деформацій внаслідок можливого витікання із водоносних мереж.
- дослідження впливу положення і розмірів зон замочування лесового ґрунту на перерозподіл згинальних моментів у ростверках.
- аналіз перерозподілу навантажень на оголовки паль внаслідок можливого просідання лесового ґрунту при його насиченні техногенними водами.
- оцінка впливу різних схем можливого водонасичення лесових ґрунтів на деформації фундаментів будинку.

Дослідження виконано на прикладі 10-поверхового житлового будинку в м. Києві, простої геометричної форми в плані з розмірами 15,6 м x 38,85 м., з висотою приміщень 2,76 м. Конструктивна система будинку – каркасна, основні несучі елементи виконані із монолітного залізобетону. Загальна стійкість та просторова жорсткість будинку забезпечена сумісною роботою залізобетонних стін ядра жорсткості, пілонів, плит перекриття.

Геологічні умови будівельного майданчика представлені шаром лесовидних супісків потужністю від 9 до 11 м, які перекриті ґрунтово-рослинним шаром (рис.1, табл.1). Знизу вони підстиляються пісками та супісками.

Для досягнення поставленої мети були виділені наступні етапи роботи:

- дослідження впливу просторової жорсткості фундаменту на напружено-деформований стан фундаментів будинку (на прикладі пальових фундаментів з окремими ростверками, у вигляді перехресних стрічок, суцільним плитним ростверком).
- дослідження впливу розташування зон можливого замочування лесового ґрунту в межах плями забудови.
- дослідження впливу розмірів зон водонасичення лесового ґрунту.
- дослідження впливу форми зон зволоження лесового ґрунту.



З метою пошуку оптимального варіанту фундаментних конструкцій було виконано варіантне проектування фундаментів (рис.3) з врахуванням водонасичення лесового ґрунту при можливому аварійному витіканні з водонесучих мереж. При цьому було виконано дослідження впливу просторової жорсткості фундаменту: розглядалися пальові фундаменти з окремими ростверками, у вигляді перехресних стрічок, з суцільним плитним ростверком.



Рис.3 Варіантне проектування фундаментних конструкцій
Fig.3 Variant design of the foundation structures

Для кожного варіанту було виконано розрахунок для ґрунтової основи у природному стані та для можливого техногенного водонасичення лесового ґрунту

Вибір схем можливого водонасичення лесових ґрунтів (рис.4) було виконано із умов виникнення найнесприятливішого

характеру деформування фундаментних конструкцій будинку, виникнення нерівномірних деформацій. Було розглянуто варіанти точкового, лінійного та площинного замочування лесового ґрунту.

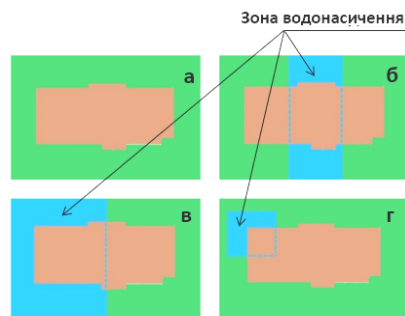


Рис.4 Схеми замочування лесового ґрунту
Fig.4 Schemes of loess soil water saturation

Варіанти схем водонасичення обиралися як найнесприятливіші за наслідками – під центром будинку, під його половиною та під одним із його кутів. Для дослідження впливу деформацій просідання на зміну напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій було виділено характерні зони (рис.5), для яких виконувалося порівняння результатів розрахунків.

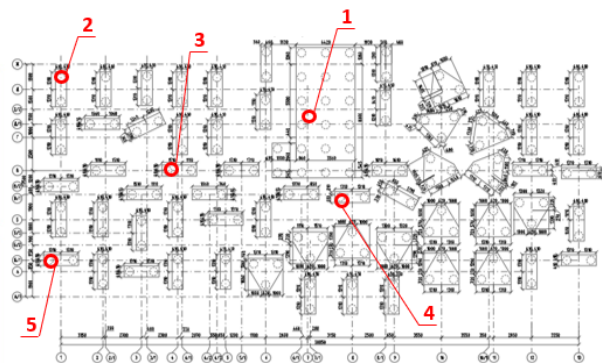


Рис.5 Характерні зони для аналізу результатів
Fig.5 Selected areas for results analysis

За результатами числового моделювання спільної роботи будинку з ґрунтовим масивом отримано:

- для варіанту пальових фундаментів з окремими ростверками осідання знаходиться в діапазоні 14...17 мм (рис.6). При цьому величина згинальних моментів у ростверках коливається від -13 тм/м до 18 тм/м, а навантаження на оголовки паль знаходиться в діапазоні 34...67 т.

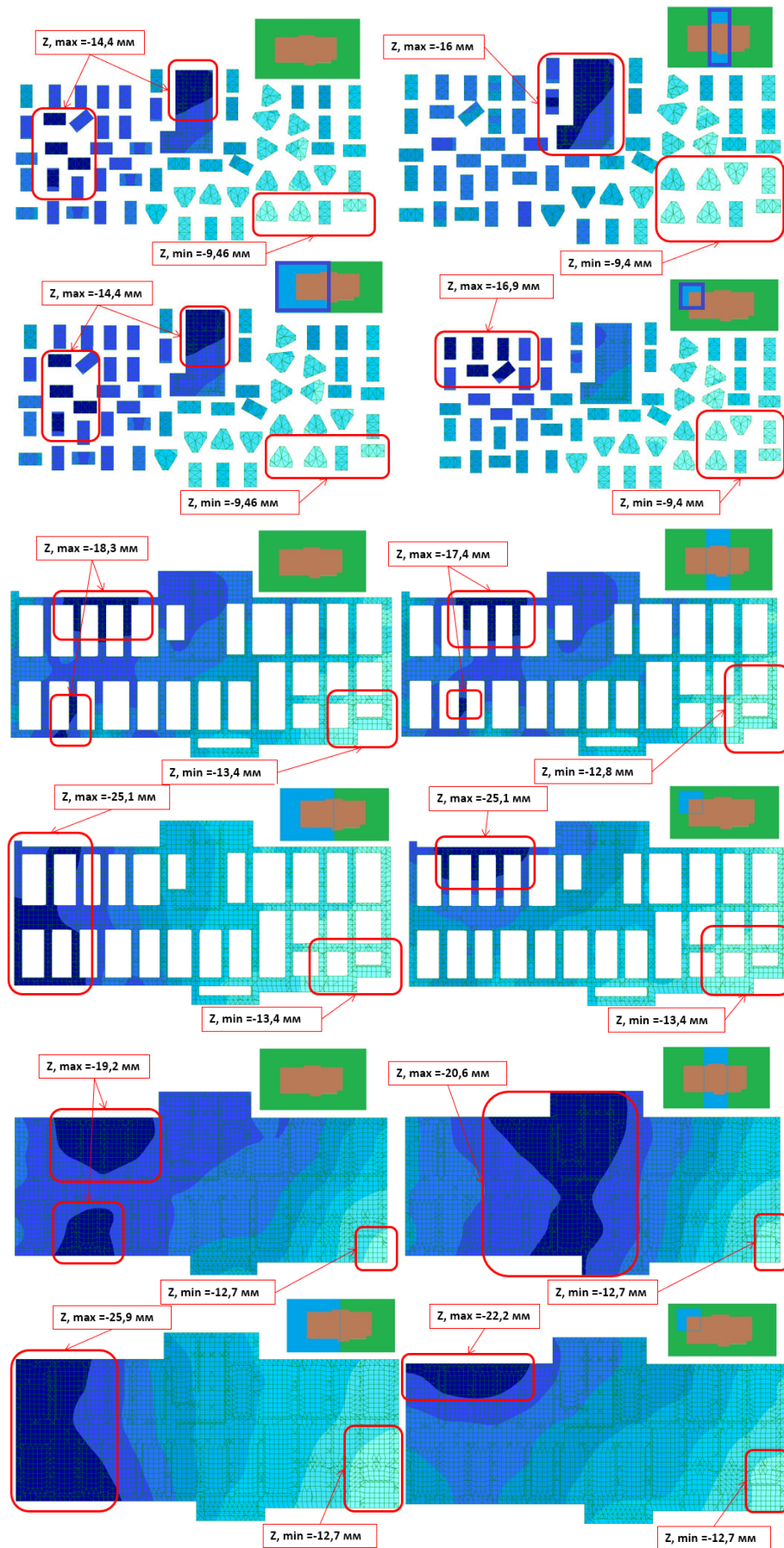


Рис.6. Осідання ростверків пальових фундаментів будинку.
Fig.6. Settlement of pile caps.

- для варіанту пальових фундаментів з стрічковими ростверками осідання фундаментів очікується в діапазоні 13...25 мм, згинальні моменти у ростверках за результатами розрахунків коливаються від -47 тм/м до 52 тм/м, а навантаження на оголовки паль при цьому знаходяться в діапазоні 34...78 т.
- для варіанту пальових фундаментів з плитним ростверком осідання пальових фундаментів очікується в діапазоні 13...26 мм, згинальні моменти у плитному ростверку знаходяться в діапазоні від -39 тм/м до 24 тм/м, а навантаження на оголовки паль при цьому знаходяться в діапазоні 58...87 т.

Дослідження впливу можливого замочування лесового шару ґрунту на величину деформацій осідання ростверку у порівнянні з варіантом ґрунтових умов у природному стані для контрольних зон у ростверках наведено на рис.7. Перерозподіл зусиль у ростверках пальових фундаментів будинку при можливому водонасиченні лесового ґрунту для контрольних зон приведено на рис 8,9.

Аналіз результатів впливу можливого замочування лесового ґрунту для варіанту фундаментів з окремими ростверками показав, що при лінійному замочуванні під центральною частиною будинку осідання в цій зоні зросло до 13% (рис.7), а згинальні моменти M_u у ростверках (рис. 8) в зоні центру схово-ліфтової шахти збільшилися на 50%.

Для варіанту стрічкових ростверків зафіксовано збільшення величини згинальних моментів M_x (рис. 9) під центром лівого крила у 2,5 рази при площинному водонасиченні. При цьому величина M_u збільшується у 3 рази під центральною частиною будинку.

Для варіанту плитних ростверків очікується збільшення величини згинальних моментів M_u (рис. 8) під центром лівого крила до 4 разів при можливому площинному зволоженні, при цьому до 3 разів збільшу-

ється величина M_x (рис. 9) в зоні центру будинку.

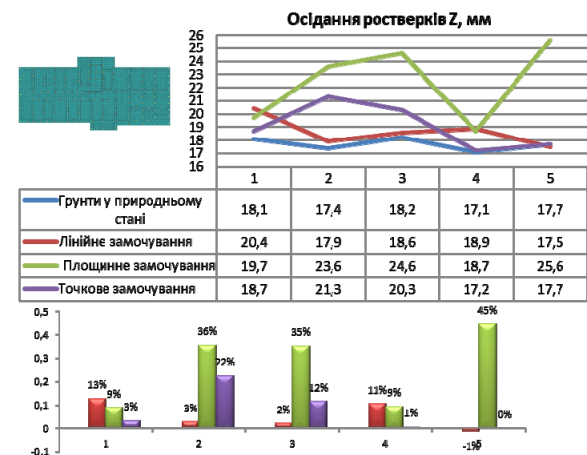
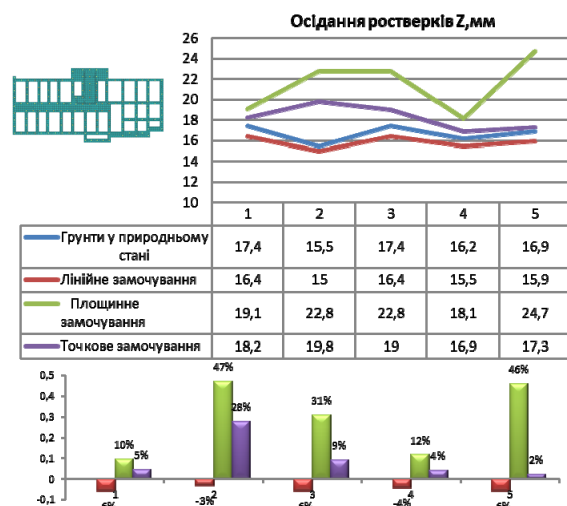
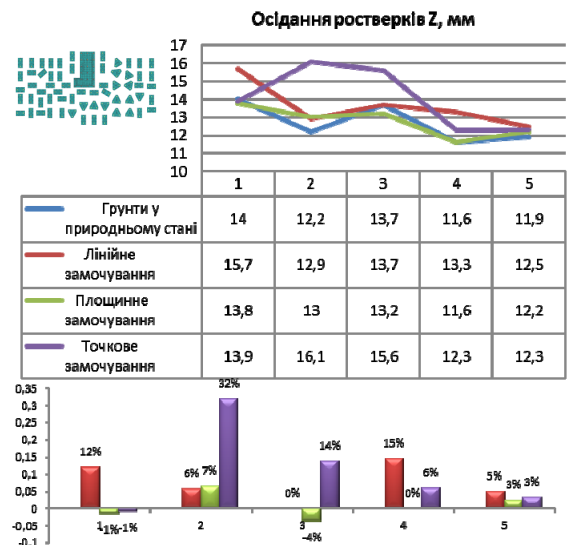
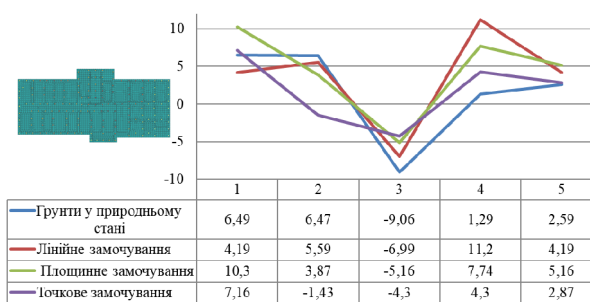
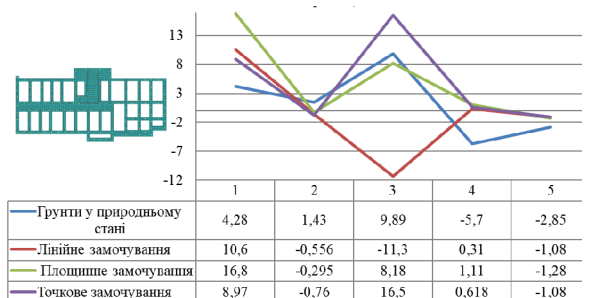
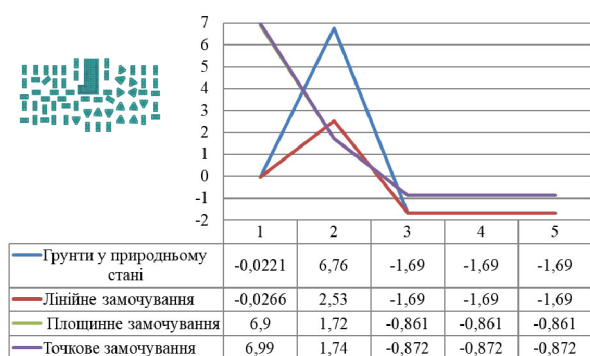
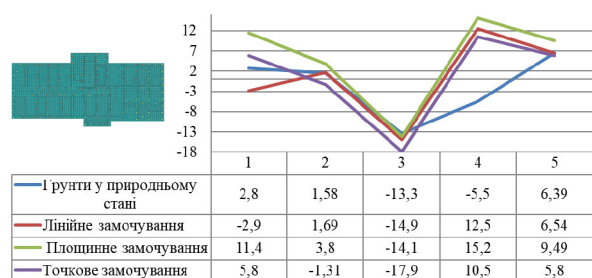
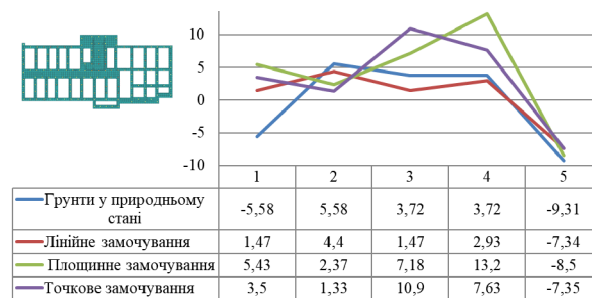
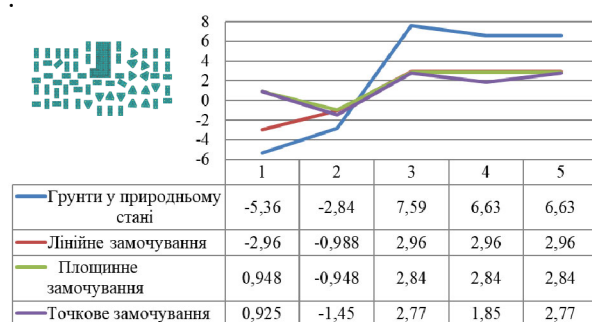


Рис.7 Осідання ростверків в контрольних зонах
Fig.7 Settlement of pile caps in control areas

Табл. 1. Фізичні характеристики ґрунтів
Table 1. Physical characteristics of soils

Номер ІГЕ	Найменування згідно ДСТУ Б В 2.1-2-96	Нормативні значення										Розрахункові значення							
		Природна вологість, ч.о.	Число пластичності, ч.о.	Межа розкочування, ч.о.	Показник консистенції, ч.о.	Коефіцієнт пористості, ч.о.	Коефіцієнт водонасичення, ч.о.	Модуль деформації, МПа	Щільність ґрунту, т/м³	Питоме зчеплення, кПа	Кут внутрішнього тертя, град.	Коефіцієнт фільтрації, м/добу	Щільність ґрунту при $\alpha = 0,85$, т/м³	Щільність ґрунту при $\alpha = 0,95$, т/м³	Питоме зчеплення при $\alpha = 0,85$, кПа	Питоме зчеплення при $\alpha = 0,95$, кПа	Кут внутрішнього тертя $\alpha = 0,85$, град.	Кут внутрішнього тертя $\alpha = 0,95$, град.	
		ω	I_p	ω_L	I_c	e	S_r	E	ρ	C	ϕ	K_f	$\rho_{0,85}$	$\rho_{0,95}$	$C_{0,85}$	$C_{0,95}$	$\phi_{0,85}$	$\phi_{0,95}$	
1	Ґрунтово-рослинний шар – сугісок							1,75				1,74	1,70						
2	Сугісок лесовидний, пилуватий, просідний, твердий	<u>0.124</u> 0.309	0.05	0.16	<0	<u>0.786</u> 0.816	0.42	15 12	<u>1.68</u> 1.93	<u>18</u> 12	<u>24</u> 22	0.6	<u>1.67</u> 1.92	<u>1.66</u> 1.87	<u>18</u> 12	<u>14</u> 8	<u>24</u> 21	<u>22</u> 20	
3	Пісок пилуватий середньої щільності, малого ступеню водонасичення	0,049	-	-	-	0.701	0.19	25	1.64	6	29	2-3	1.64	1.62	5	4	29	27	
4	Сугісок піщанистий, твердий	<u>0.102</u> 0.265	0.04	0.15	<0	<u>0.672</u> 0.690	0.41	14 10	<u>1.76</u> 2.00	<u>14</u> 10	<u>26</u> 23	0.7	<u>1.74</u> 1.92	<u>1.73</u> 1.87	<u>14</u> 10	<u>12</u> 8	<u>26</u> 23	<u>24</u> 19	
5	Сугісок піщанистий, комкуватий, пластичний	<u>0.126</u> 0.250	0.05	0.13	0.12	<u>0.608</u> 0.638	0.55	20 15	<u>1.87</u> 2.04	<u>23</u> 18	<u>27</u> 25	0.5	<u>1.86</u> 2.04	<u>1.85</u> 1.02	<u>21</u> 18	<u>18</u> 15	<u>26</u> 24	<u>24</u> 22	
6	Пісок дрібний, щільний, малого ступеню водонасичення	0,051	-	-	-	0.556	-	38	1.80	5	32	3-4	1.80	1.77	5	4	32	30	

Рис.8 My у ростверках в контрольних зонах
Fig.8 My in pile caps in control areasРис.9 Mx у ростверках в контрольних зонах
Fig.9 Mx in pile caps in control areas

Перерозподіл навантажень на оголовки паль для контрольних зон при можливому водонасиченні лесового шару ґрунту наведено на рис.10. Очікується за результатами числового моделювання, що приріст навантаження на палі на границях зони водонасичення лесового ґрунту складає до 10%.

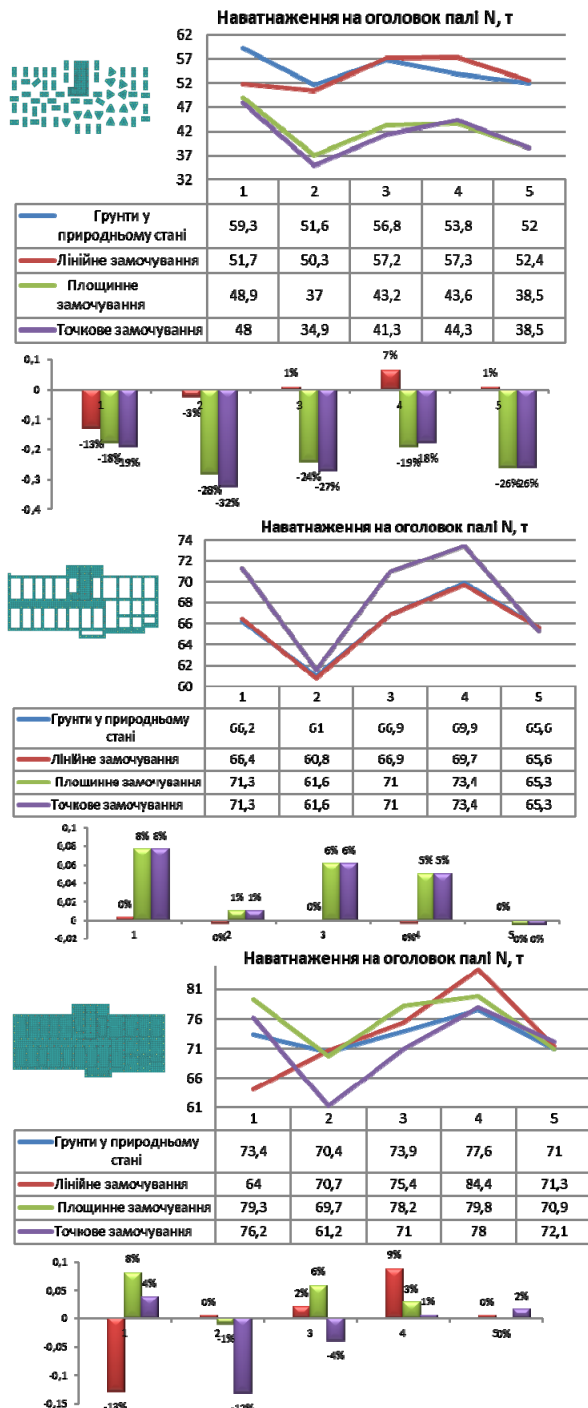


Рис.10 Навантаження на оголовки паль в контрольних зонах

Fig.10 Load on pile heads in control areas

Отже, врахування можливого водонаси-

чення лесових ґрунтів дозволяє отримати напружено-деформований стан фундаментів та несучих конструкцій надземної частини будинку для найнесприятливіших умов, що можуть виникнути внаслідок нерівномірних деформацій при аварійному витіканні із водонесучих мереж.

Комп'ютерне моделювання спільної роботи будинку з ґрунтовим масивом з врахуванням можливих схем замочування лесового ґрунту внаслідок аварійних втрат з водоносних мереж дозволяє виконати пошук оптимального варіанту фундаментних конструкцій будинку, який, залишаючись економічно ефективним, забезпечує надійну експлуатацію будинку в умовах можливого виникнення нерівномірних деформацій ґрунтової основи при водонасиченні.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

- Підтверджено за результатами числового моделювання, що напружено-деформований стан фундаментних конструкцій при можливому водонасиченні лесових ґрунтів залежить від жорсткості надземної частини, власної жорсткості фундаменту, властивостей ґрунтової основи, місця розташування зони водонасичення в межах плями забудови, форми та розмірів зони зволоження лесового ґрунту.
- Досліджено вплив місця розташування зон можливого замочування лесового ґрунту в межах плями забудови, при цьому їх розташування вибиралося як найнесприятливіше за наслідками: під центральною частиною будинку (викликає прогин), під крилом будинку (викликає вигин), під одним із кутів будинку (викликає скручування).
- Досліджено вплив розмірів і форми зон можливого водонасичення лесового ґрунту техногенними водами на прикладі наступних схем замочування: точкове (від локального замочування), лінійне (від аварійних втрат з лінійного джерела), площинне (від масштабних втрат з великим розповсюдженням волиги).

- Підтверджено, що зона максимальних деформацій фундаментів переміщується в бік до місця розташування зони водонасичення, що відповідно викликає перерозподіл згинальних моментів у ростверках та навантажень на палі. Очікуваний приріст деформацій складає 15...50% (при водонасиченні під центром будинку та під лівим крилом будинку відповідно).
- Встановлено, що перерозподіл згинальних моментів у ростверках в основному не перевищує 5%, але з'являються зони де відбувається зміна знаку на протилежний. При цьому для ділянок, що відповідають границям зони водонасичення лесового ґрунту, зафіксовано збільшення величини M_x та M_y до 2,5...4 разів.
- Отримано за результатами числового моделювання, що приріст навантаження на палі на границях зони водонасичення лесового ґрунту складає до 10%.
- Досліджено вплив просторової жорсткості фундаментів на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій при можливому водонасиченні лесового ґрунту. При цьому, було розглянуто пальові фундаменти з окремими ростверками, у вигляді перехресних стрічок та з суцільним плитним ростверком.
- Встановлено, що зі збільшенням жорсткості фундаментів зростають внутрішні зусилля у ростверках на 10...15%. Очікується незначний приріст величини осідання фундаменту до 5 мм за рахунок збільшення ваги фундаментних конструкцій (при порівнянні окремих ростверків з плитним). За результатами аналізу отриманих даних за основний варіант було обрано пальові фундаменти з окремими ростверками.
- Показано, що врахування можливого водонасичення лесових ґрунтів дозволяє отримати напружено-деформований стан фундаментів та несучих конструкцій надземної частини будинку для найнесприятливіших умов, що можуть виникнути при ава-

рійному витіканні із водонесучих мереж.

ЛІТЕРАТУРА

1. Zotsenko N.L. Long-term settlement of buildings erected on driven cast-in-situ piles in loess soil / N.L.Zotsenko, Y.L.Vinnikov // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016. - 3(53): 189 – 195.
2. Жук В.В. Методика моделювання спільної роботи каркасної будівлі з лесовою просідаючою основою / В.В.Жук, В.О.Сахаров, М.В.Корнієнко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.:КНУБА – 2006. – Вип. 30. – С. 39 – 46.
3. Жук В.В. Реалізація методики дослідження характеру взаємодії каркасних будівель з нерівномірно просідаючою лесовою основою / В.В.Жук, М.В.Корнієнко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. –К.:КНУБА – 2013. – Вип. 33. - С. 23-30.
4. Жук В. В. Про покращення розрахункових схем каркасних будівель на просідаючих ґрунтах / В. В. Жук, М. В. Корнієнко // *Світ геотехніки*. - 2013. - № 2. - С. 4-7.

REFERENCES

1. Zotsenko N.L. Long-term settlement of buildings erected on driven cast-in-situ piles in loess soil / N.L.Zotsenko, Y.L.Vinnikov // *Soil Mechanics and Foundation Engineering*. 2016. - 3(53): 189 – 195. (in English)
2. Zhuk V.V. Metodyka modeliuvannia spilnoi roboty karkasnoi budivli z lesovoiu prosidaiuchoiu osnovoiu / V.V.Zhuk, V.O.Sakharov, M.V.Korniienko // *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*. –K.:KNUBA – 2006 (30): 39 – 46. (in Ukrainian)
3. Zhuk V.V. Realizatsiia metodyky doslidzhennia kharakteru vzaiemodii karkasnykh budivel z nerivnomirno prosidaiuchoiu lesovoiu osnovoiu / V.V.Zhuk, M.V.Korniienko // *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk*. –K.:KNUBA – 2013(33): 23-30. (in Ukrainian)
4. Zhuk V.V. Pro pokrashchennia rozrakhunkovykh skhem karkasnykh budivel na prosidaiuchykh hruntakh /V.V.Zhuk, M.V.Korniienko // *Svit heotekhniky*. – 2013(2): 4-7. (in Ukrainian)

**Stress-strain state of the building foundations
with taking into account the possible
water saturation of loess soils**

*Veronika Zhuk,
Oleksandr Piatkov,
Sergiy Tarambula*

Summary. In Ukraine, the problem of construction on loess soils is relevant due to the widespread use of these soils and their negative property - the ability to give additional deformations of subsidence during water saturation. Flooding of territories by groundwater, emergency leaks from aquifers cause significant problems during the exploitation of buildings and engineering structures on such soils.

Computer simulation of the interaction of the building with the soil base allows to investigate the influence of all negative factors on the change of the stress-strain state of both the soil base and the load-bearing structures of the building.

The study of the interaction of the building with the foundation was performed using the software package LIRA-CAD. The interaction of the building with the soil base, the soils of which are able to reduce their mechanical properties with increasing humidity and give additional subsidence deformations, was studied. A variant design of the foun-

dations was performed taking into account the occurrence of uneven deformations during subsidence of the loess soil due to its moistening in case of possible emergency losses from aquifers. The change of stress-strain state of the foundations of the building depending on the spatial rigidity of the foundation, the location of the soaking zone within the building spot, the shape and size of the zone of soil moisture is analyzed.

It is shown that taking into account the possible water saturation of loess soils when calculating the collaborate of the building with the soil base, allows to obtain stress-strain state of foundations and load-bearing structures of the aboveground part of the building for the most unfavorable conditions that may occur. The search for the optimal variant of the foundation structures of the building, which, while remaining cost-effective, provides reliable operation of the building in conditions of possible occurrence of uneven deformations of subsidence of the soil base during water saturation of the layer of loess soils.

According to the research results, a rational variant of the foundation structures has been designed taking into account the possible occurrence of non-uniform deformations.

Key words. Numerical simulation, stress-strain state, foundation rigidity, efforts, settlement, loess, collapsible soils, saturation, pile foundation.

Вплив послідовності зведення будинків на формування напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-надземні конструкції»

Людмила Скочко¹, Артем Шабалтун²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

²starlord1819@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.32-44

Анотація. Розвиток числового моделювання як основного методу розрахунку будинків дозволяє на сьогодні не просто оцінити напружено-деформований стан, який формується у конструкціях споруд після їх зведення, а дає можливість оцінити еволюцію розвитку напруженого стану в елементах будівлі з моменту початку будівництва до прикладання експлуатаційних навантажень. Саме вплив процесу зведення окремого будинку та вплив черговості зведення секцій багатосекційних будинків досліджено в даній роботі.

Розглянуто різні варіанти черговості зведення секцій без врахування поступового зведення поверхів. Також наведені результати формування напружено-деформованого стану системи «основа – фундамент – надземні конструкції» для задач з поетапним зведенням будинків – по 5 поверхів.

Будівництво кожної наступної секції здійснює вплив на збудовану цілком або частково сусідню секцію. Цей ефект досліджено для оцінки впливу на зусилля у конструкціях та врахування можливої зміни зони формування максимальних деформацій та напружень.

Розглянуто наступні постановки задач:

- створення скінчено-елементної моделі (СЕМ) без врахування етапів зведення будинку;
- розрахунок будинку з поетапним завантаженням по 5 поверхів. Врахування зміни черговості зведення секцій;
- формування СЕМ з врахуванням черговості зведення секцій без включення послідовності зведення поверхів в межах поточної секції;
- дослідження впливу розрахунку секцій бага-



Людмила Скочко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Артем Шабалтун
студент
магістр

тосекційного будинку без та з урахуванням зведення наступних секцій.

Дослідження впливу черговості будівництва та монтажу об'єкту дає змогу оцінити напружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземні конструкції» на різних етапах будівництва. Отримані результати показали зміни в роботі схеми, які зафіксовані на всіх етапах будівництва.

Розглянуто взаємодію паль в різних зонах секцій, роботу ростверків в фундаментах висотних будівель. Дослідження проведено за допомогою числового моделювання системи «основа – фундаменти – надземні конструкції». Досліджено перерозподіл зусиль в палях в залежності від постановки задач з етапності зведення секцій і конструктивних параметрів (розташування паль в характерних зонах, вплив жорсткостей надземної частини на перерозподіл зусиль).

Виділено характерні зони у фундаменті: це центральні, бічні, кутові та особливо на стиках

суміжних секцій. Виявлено перерозподіл зусиль між палями і ростверком.

Ключові слова. Пальовий фундамент, багатосекційна забудова, етапність зведення, монтаж, числове моделювання, висотний будинок.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Враховуючи тенденцію сучасного проектування, коли розрахунки виконують без врахування додаткових деформацій, що виникають внаслідок черговості зведення будинків, слід розглянути рішення із включенням даного явища в результати розрахунків, так як неврахування його може призвести до значного недооцінення додаткових деформацій та некоректної оцінки зон формування максимальних деформацій.

Важливим питанням, яке досліджувалось є вплив порядку зведення секцій, що виникає внаслідок привантаження існуючого будинку тим, який прибудовується поруч і виникає взаємний вплив.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питання дослідження впливу секційних висотних будинків на формування НДС системи «основа-фундамент-надземні конструкції» методом числового моделювання було аналізовано в матеріалах [1-8]:

- «Напружено-деформований стан пальових фундаментів багатоповерхових секційних будинків», В.С. Носенко, І.П. Бойко;
- «Особливості проектування фундаментів суміжних висотних споруд», В.С. Носенко;
- «Вплив послідовності зведення суміжних секцій висотного будинку на перерозподіл зусиль у пальових фундаментах», В.С. Носенко, І.П. Бойко;
- «Пальові фундаменти висотних будівель в складних ґрунтових умовах», В.Л. Підлуцький, І.П. Бойко;
- «Вплив крайових умов на перерозподіл зусиль у фундаментних конструкціях висотних будинків», В.Л. Підлуцький;
- «Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою», І.П. Бойко;
- «Finite element simulation of the loss

of stable resistance in a foundation-soil system», Boyko I.P;

Названі матеріали були досліджені в рамках виконання даної роботи.

МЕТА РОБОТИ

Виявити особливості формування НДС фундаментних конструкцій для різних варіантів завантаження основи при зведенні багатосекційного будинку. Для цього розглянуто дві принципові задачі:

Перша – врахування впливу конструктивної послідовності на формування напружень і деформацій;

Друга – виявлення впливу черговості зведення секцій, для різних варіантів зведення цих секцій.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Зазвичай, виходячи з практики проектування, формування розрахункової схеми виконується з моделюванням ґрунтового масиву за допомогою коефіцієнтів жорсткості основи, що імітують роботу ґрунту. Разом з цим в практиці застосовуються розрахунки схем без урахування взаємовпливу сусідніх будівель.

Дослідження впливу черговості будівництва та монтажу секцій об'єкту дасть нам змогу оцінити напружено-деформовану схему на всіх етапах будівництва, завдяки цьому зміни в поведінці схеми будуть зафіксовані на всіх заданих етапах будівництва.

Це можливо відтворити застосовуючи модель, в якій ґрунт основи представлений у вигляді об'ємних елементів, або такий що дає змогу відобразити взаємодію паль і ґрунтового масиву по глибині.

В якості традиційного методу розрахунку без урахування явища етапності буде виконана задача №1.

Порядок врахування етапності будівництва в задачах 2-4 виконується наступним чином :

- Для задачі №2 розрахунок секцій, по 5 поверхів в порядку С1-С2-С3 (Рис.1);
- Для задачі №3 розрахунок секцій, по 5 поверхів в порядку С1-С3-С2 (Рис.2);

- Для задачі №4 розрахунок секцій, з повним зведенням секцій в порядку С1-С2-С3 (Рис.3)

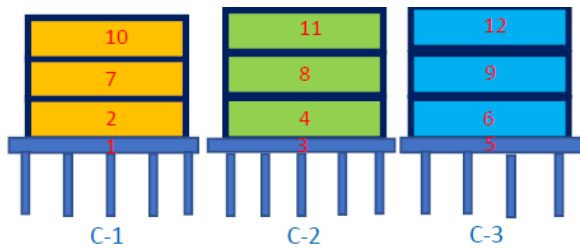


Рис.1.Етапність зведення для задачі №2.

Fig.1. Staged construction for task №2.

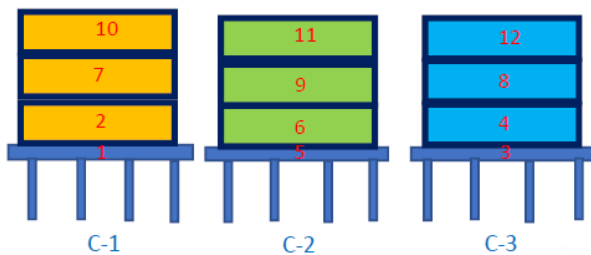


Рис.2.Етапність зведення для задачі №3.

Fig.2. Staged construction for task №3.

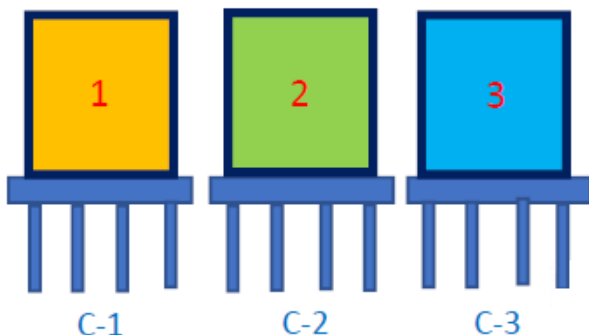


Рис.3.Етапність зведення для задачі №4.

Fig.3. Staged construction for task №4.

В даній роботі для моделювання взаємодії фундаменту з ґрунтовим масивом ґрунт моделюється в підпрограмі «Ґрунт», а елементи паль виконані конструктивним елементом KE-57, який включає в себе взаємодію паль з ґрунтом, без використання об'ємного ґрунтового масиву, що значно зменшує об'єм розрахункової схеми.

Інженерно-геологічні умови наведені на рис. 4 і представлені 19-ма інженерно-геологічними елементами (ІГЕ). Нормативні та розрахункові показники властивостей ґрунтів наведено в Табл. 1.

В основі підосви фундаментної плити залягають лесові просідаючі ґрунти, пред-

ставлені лесовидними супісками ІГЕ-2. Ґрунтові умови ділянки в залежності від проявлення просідання при замочуванні відносяться до І типу. Лесовидні супіски ІГЕ-4п – знаходяться у пластичному стані, і на момент вишукувань не мають просідних властивостей. Потужність просідної товщі складає ~ 0,8-3,5 метри.

У структурно-геоморфологічному відношенні територія будівництва знаходиться в межах верхньої частини правого берегу долини р. Дніпро. Ґрунти, що представляють геологічний характер території відносяться до флювіогляціальних відкладів, представлених пісками, супісками та суглинками із включенням текучих супісків та просідних супісків ІГЕ-2. Гідрогеологічні умови дослідної ділянки характеризуються відсутністю в розвіданій товщі до глибини 6,0 м постійного водоносного горизонту. Також простежуються зони підвищеної вологості та переходу ґрунтів до пластичного стану, що вказує на ознаки можливості утворення «верховодки». Утворення тимчасового водоносного горизонту свідчить про значну фільтраційну неоднорідність ґрунтів зони аерації.

Комплекс будівель являє собою три секції житлового будинку із влаштованим підземним паркінгом (Рис. 5). З конструктивної точки зору будівлі з неповним каркасом із безригельним перекриттям у вигляді монолітних плит товщиною 200 мм. Просторова жорсткість забезпечується колонами перерізом 350х350 мм, ядра жорсткості представлені ліфтовими та сходовими клітинами. Товщина залізобетонних стін складає 400 мм. Фундамент прийнятий пальовий, об'єднаний плитним ростверком. Палі запроектовані буронабивні, діаметром Ø620 мм, довжиною 19 м.

Модель складено в ПК «Сапфір», етапність зведення сформована в модулі «Монтаж», розрахункова схема імпортована в подальшому до ПК «Ліра-САПР». Для розрахунку фундаментних конструкцій з врахуванням ґрунтового масиву створеного в підпрограмі «Ґрунт», елементи паль виконуються у виді одновузлового конструктивного елементу KE-57.

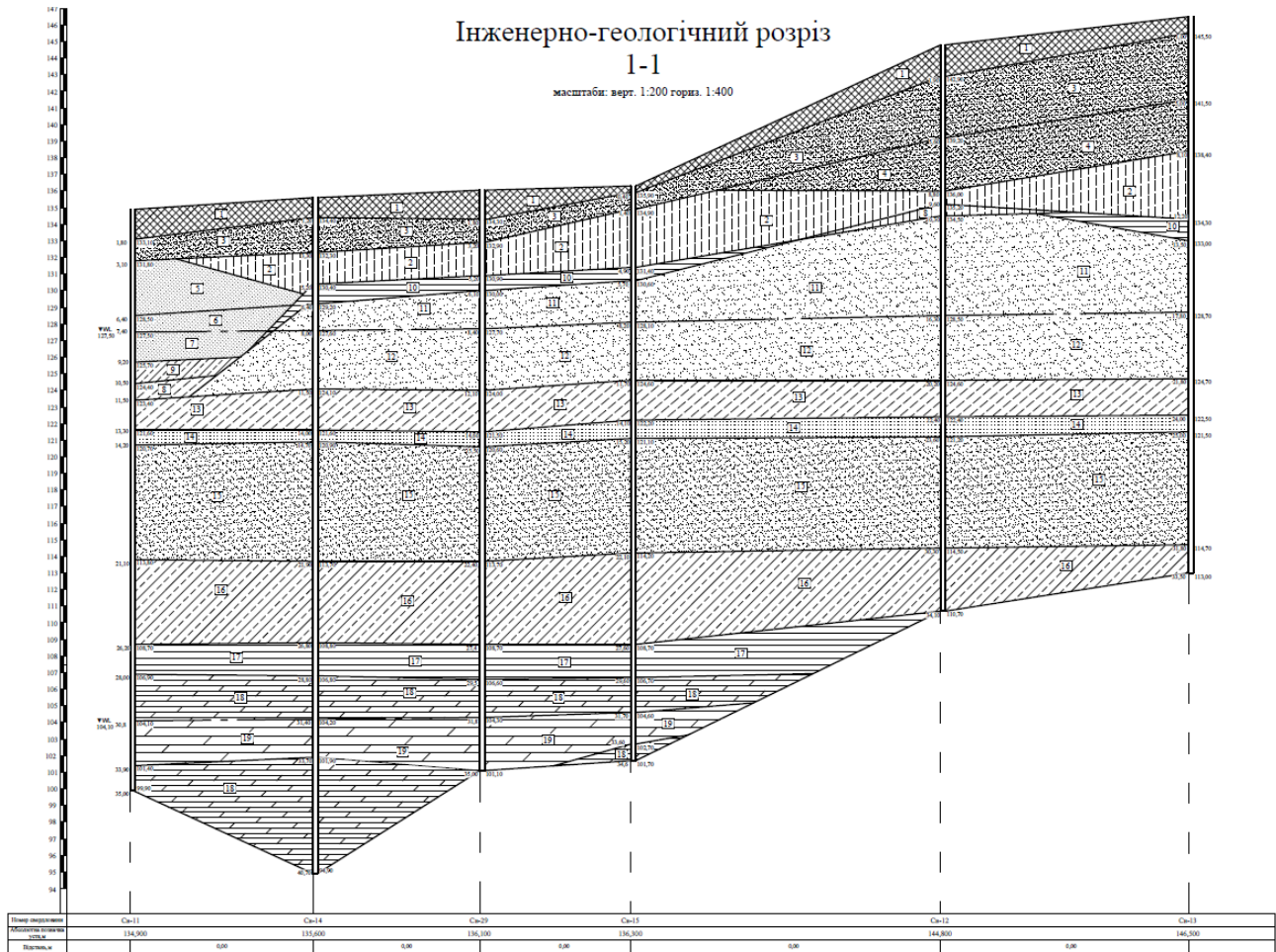


Рис.4 Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва.

Fig.4. Engineering-geological section of the construction site.

Табл.1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика

Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the

№ІГЕ	Назва ґрунту	Нормативні												Розрахункові								Початковий тиск просідання
		природна вологість	число пластичності	межа розсипування	межа текучості	показник текучості	коєф. пористості	ступінь вологості	щільність	щільність сухого ґрунту	модуль деформації	питома зчепність	кут внутрішнього тертя	В природному стані ґрунту								
														Щільність		Питома зчепність		кут внутр. тертя				
														г/см³	г/см³	КПа	КПа	град.	град.	г/см³	г/см³	
		W	I _p	W _p	W _L	I _c	e	Sr	ρ _t	ρ _d	E	C	φ	ρ _t	ρ _d	C _t	C _d	φ _t	φ _d	P _d		
1	Насипний шар - пісок, супісок	0.03	-	-	-	-	0.681	0.126	1.64	1.59	9.4	-	30.1	1.64	1.56	-	-	30.1	28.6	-		
2	Супісок просідний	0.20	4.00	0.18	4.18	0.41	0.704	0.82	1.91	1.57	12.76	11.92	22.38	1.91	1.81	11.92	11.32	22.38	21.26	0.3		
3	Пісок пилуватий, маловологий, середньої щільності	0.1	-	-	-	-	0.633	0.403	1.78	1.63	29.70	4.34	30.70	1.78	1.69	4.34	4.12	30.70	29.17	-		
4	Пісок пилуватий, маловологий, щільний	0.08	-	-	-	-	0.594	0.309	1.78	1.67	30	5.12	33.4	1.78	1.69	5.12	4.86	33.4	31.73	-		
5	Пісок м'який, маловологий, середньої щільності	0.05	-	-	-	-	0.615	0.223	1.73	1.65	24	2.70	32.1	1.65	1.57	2.70	2.56	32.1	30.5	-		
6	Пісок м'який, маловологий, щільний	0.06	-	-	-	-	0.539	0.29	1.83	1.73	42	4.22	35	1.73	1.64	4.22	4.00	35	33.25	-		
7	Пісок м'який, насичений водою, щільний	0.20	-	-	-	-	0.565	0.989	2.06	1.7	48	3.70	35.5	2.06	1.96	3.70	3.52	35.5	33.73	-		
8	Супісок текучої консистенції	0.21	3.00	0.17	3.17	1.37	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
9	Суглинок	0.18	10.00	0.16	10.16	0.18	0.667	0.712	1.9	1.62	37.2	74	25.9	1.9	1.81	74	70.3	25.9	24.61	-		
10	Глина строката	0.18	21.00	0.20	21.20	-0.09	0.718	0.686	1.87	1.58	37.4	74	26	1.87	1.78	74	70.3	26	24.7	-		
11	Пісок пилуватий, маловологий, щільний	0.09	-	-	-	-	0.511	0.439	1.91	1.76	47.2	6.78	35.2	1.91	1.81	6.78	6.44	35.2	33.44	-		
12	Пісок пилуватий, насичений водою, щільний	0.21	-	-	-	-	-	-	-	-	47.4	8.10	35.3	-	-	8.10	7.70	35.3	33.54	-		
13	Супісок пластичний	0.25	6.00	0.21	0.27	0.71	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
14	Пісок середньої крупності, насичений водою, щільний	0.20	-	-	-	-	-	-	-	-	46.5	1.80	35.2	-	-	1.80	1.71	35.2	33.44	-		
15	Пісок пилуватий, насичений водою, щільний	0.21	-	-	-	-	-	-	-	-	59.8	8.30	36.5	-	-	8.30	7.89	36.5	34.68	-		
16	Суглинок (наглинок)	0.27	12.00	0.27	0.39	0.00	0.891	0.830	1.82	1.43	42	82	28	1.82	1.73	82	77.9	28	26.6	-		
17	Глина (наглинок)	0.26	19.00	0.27	0.46	-0.09	0.812	0.856	1.88	1.5	42	82	28	1.88	1.79	82	77.9	28	26.6	-		
18	Глина мергельста	0.26	21.00	0.25	0.46	0.07	0.801	0.896	1.91	1.51	42	82	28	1.91	1.81	82	77.9	28	26.6	-		
19	Суглинок мергельстий	0.26	12.00	0.25	0.37	0.03	0.815	0.867	1.88	1.49	42	82	28	1.88	1.79	82	77.9	28	26.6	-		



Рис.5.Розрахункова схема будинку.
Fig.5. Sectional view of the house.

Монолітні залізобетонні плити перекриття з'єднані з монолітними залізобетонними колонами жорстко. Конструкція фундаменту – суцільна монолітна залізобетонна плита в ролі ростверку для буронабивних паль Ø620 мм.

Несуча здатність паль визначена згідно методики ДБН В.2.1-10-2009 «Основи та фундаменти. Основні положення проектування» [3] за наступною формулою:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} R A + u \Sigma \gamma_{cfi} h_i f_i), \quad (1)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_c - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A - площа обпирання палі на ґрунт; γ_{cfi} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі; u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі; f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні палі; h_i - товщина i -го шару ґрунту.

Пальове поле передбачено розташовувати по регулярній сітці. Просумувавши навантаження в ПК «Ліра-САПР» у відповідності до розрахункових сполучень навантажень для визначення найбільш несприятливих комбінацій, було визначено необхідну загальну кількість паль що складає $n=430 \text{ шт}$ з мінімальним кроком $L_{\min}=1+d=1,62 \text{ м}$.

Результати впливу черговості будівництва аналізуємо за наступними даними:

- Вертикальні переміщення в плиті ростверку;

- Додаткові зусилля, що виникають в палях;
- Зусилля, які виникають в плиті ростверку.

Аналізуючи результати розрахунку секцій з врахуванням поетапності зведення зазначено такі характерні особливості:

- Зміна характеру перерозподілу деформацій, що виникають в плиті ростверку, це спостерігається в явищі переміщення максимальних деформацій від зони ядра жорсткості секції до стику з наступною секцією, що прибудовувалася поблизу пізніше;
- Перерозподіл зусиль у палях, коли відслідковується закономірність збільшення навантаження в зоні стику секцій;
- Врахування поетапності зведення також впливає на концентрацію зусиль і збільшення тиску в зоні стику, що ми спостерігаємо у характерних зонах, що зображено в графічному аналізі розрахунків.

Першим етапом виконується схема в традиційному варіанті, без урахування поетапності зведення секцій, згідно результатів розрахунку зафіксуємо поведінку перерозподілу деформацій та зусиль на даній схемі для подальшого порівняння зі схемами, де буде врахований монтаж будівель (Рис. 7).

Порівнявши результати вертикальних деформацій, можна виділити характерні зони виникнення додаткових осідань залежно від послідовності завантажень:

- Зони ядер жорсткості;
- Зони стиків секцій;
- Периферійні зони;
- Внутрішні зони під будівлею.

Фіксація результатів розрахунків приймалася кратною в кожні 5 поверхів.

Порівнюючи величини деформацій в плиті ростверку задач №1 та №2, спостерігаємо, що різниця максимальних деформацій в міліметрах складає:

$$((21,3-6,62)/21,3) \times 100 = 68,9\% \quad (2)$$

Величина деформації в плиті при врахуванні етапності зведення, якщо брати до уваги максимальне значення, перевищує значення з задачі №1 (без врахування етап-

ності зведення) близько 4-ох разів.

Провівши порівняння наступних варіантів моделювання етапності зведення будівель з задачею №1:

- Різниця максимальних деформацій в задачах №1 та №3:

$$((24,3-6,62)/24,3) \times 100 = 72,75\% \quad (3)$$

- Різниця максимальних деформацій в задачах №1 та №4:

$$((28,2-6,62)/28,2) \times 100 = 76,5\% \quad (4)$$

Спостерігаємо значну зміну в вертикальних деформаціях (Рис.6), якщо зрівнювати варіанти врахування поетапності зведення з задачею без урахування даного явища.

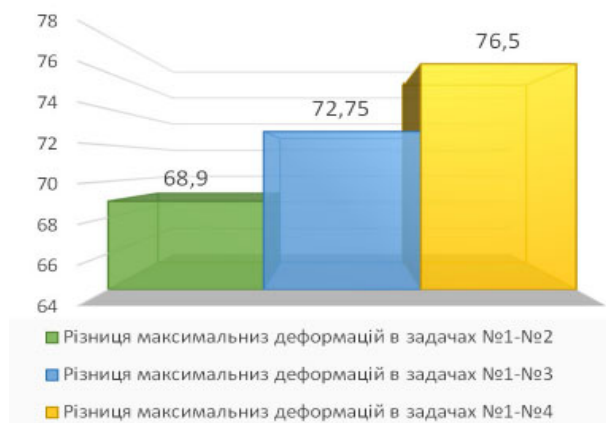


Рис.6. Різниця максимальних деформацій в порівнянні з задачею №1.

Fig.6. The difference of maximum deformations in comparison with the task №1.

Слід звернути увагу навіть не на величину значень деформації в плиті, а на зміну характеру деформацій, як вони переміщуються відповідно до різних варіантів етапності зведення до стиків секцій – відповідно в цих зонах збільшуються деформації ростверку. Можна припустити що дані точки концентрують в собі додатковий тиск, що виникає від привантаження на-ступною секцією будівництва.

Таким чином, зважаючи на дані показники, слід придати увагу даному методу, а саме врахуванню поетапності зведення суміжних будівель, так як він заслуговує бути

розглянутим при прийнятті рішень конструкторами.

Не менш важливим є перерозподіл зусиль в палях секційного будинку, який буде змінюватися в залежності від послідовності зведення секцій.

Найяскравіші результати проглядаються власне на стиках секцій будинків. Порівнявши значення зусиль в палях (Рис.13) за характерними зонами можна визначити як збільшуються зусилля в палях, що знаходяться поблизу стиків секцій (одиниці виміру тс.):

- Для задачі №1 (Рис.8):
Різниця зусиль на стику С-1..С-2:
 $\Delta = ((64,5-61,3)/64,5) \times 100 = 4,96\%$
Різниця зусиль на стику С-2..С-3:
 $\Delta = ((48-47,3)/48) \times 100 = 1,45\%$
- Для задачі №2 (Рис.9):
Різниця зусиль на стику С-1..С-2:
 $\Delta = ((73,7-42,3)/73,7) \times 100 = 42,61\%$
Різниця зусиль на стику С-2..С-3:
 $\Delta = ((49,1-29,5)/49,1) \times 100 = 39,92\%$
- Для задачі №3 (Рис.10):
Різниця зусиль на стику С-1..С-2:
 $\Delta = ((80,35-47,3)/80,35) \times 100 = 41,13\%$
Різниця зусиль на стику С-2..С-3:
 $\Delta = ((53,3-46,9)/53,3) \times 100 = 12\%$
- Для задачі №4 (Рис.11):
Різниця зусиль на стику С-1..С-2:
 $\Delta = ((96,6-38,1)/96,6) \times 100 = 60,6\%$
Різниця зусиль на стику С-2..С-3:
 $\Delta = ((59,6-29,7)/59,6) \times 100 = 50,2\%$

Згідно результатам можна дійти висновку, що етапність будівництва значною мірою впливає на перерозподіл зусиль в палях, особливо у зонах стикування секцій, де яскраво виражене явище впливу нової секції на цілком або частково зведену.

Також помічаємо, що врахування явища етапності відображає значення зусиль в палях більші, ніж в варіанті без урахування даного явища. Можна припустити, що в варіанті постановки задачі без урахування етапності робота паль модельюється як для паль внутрішньої зони будівлі, без врахування явища її трьохсекційності.

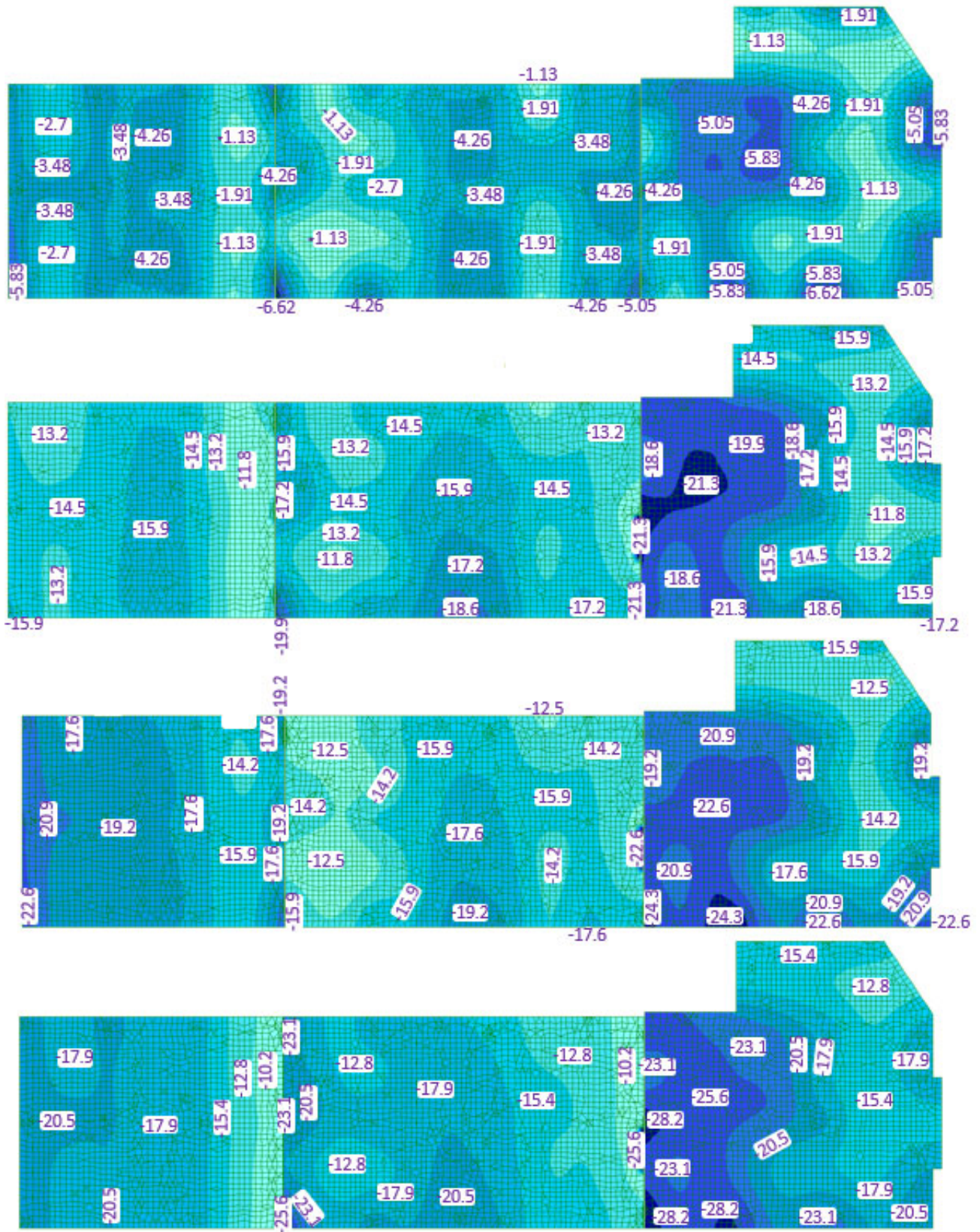


Рис.7.Порівняння результатів вертикальних деформацій. В порядку зверху-вниз: задача 1, задача 2, задача 3, задача 4.

Fig.7. Comparison of the results of vertical deformations. In order from top to bottom: task 1, task 2, task 3, task 4.



Рис.8.Порівняння значень зусиль на стижах секцій для задачі 1.

Fig.8. Comparison of effort values at the joints of sections for task 1.

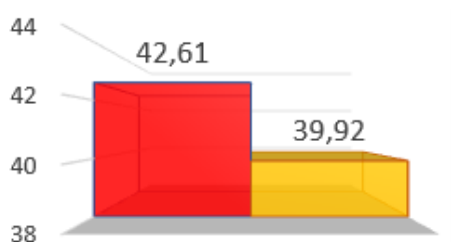


Рис.9.Порівняння значень зусиль на стижах секцій для задачі 2.

Fig.9. Comparison of effort values at the joints of sections for task 2.

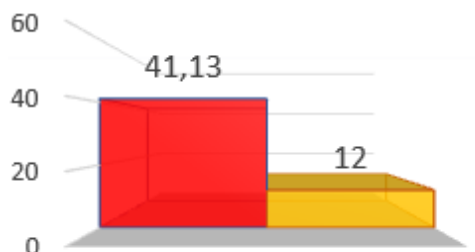


Рис.10.Порівняння значень зусиль на стижах секцій для задачі 3.

Fig.10. Comparison of effort values at the joints of sections for task 3.

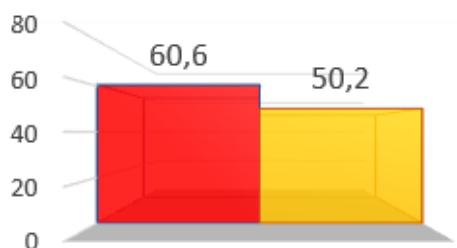


Рис.11.Порівняння значень зусиль на стижах секцій для задачі 4.

Fig.11. Comparison of effort values at the joints of sections for task 4.

Відповідно, в задачах з моделюванням етапності зведення секцій, дані палі вже враховувалися в роботі як периферійні палі окремих секцій, а не цілої будівлі. Лиш вже після прибудування наступної секції робота паль змінювалася як для внутрішніх паль комплексу (Рис.12).

Для закріплення теорії про зміну деформацій, які виникають при поетапному зведенні секцій, порівнюємо результати деформації однієї зведеної секції та цілого комплексу після виконання прибудови наступних секцій (Рис.14).

Аналіз виконано в трьох етапах:

1. Зведена секція С-1;
2. Монтаж фундаменту наступної секції поруч з секцією С-1;
3. Зведення комплексу з 3-х секцій, та фіксація результатів.

Спостерігаємо закономірність, що характер деформацій такий – найбільші значення виникають біля стику секцій будинків в зоні елементів з найбільшою жорсткістю. Відповідно, якщо брати до уваги одиничну будівлю, максимальні деформації якої виникають в зоні ядра жорсткості, то при поетапному зведенні сусідніх будівель деформації зміщуються до місця збільшення тиску, а саме – на стику секцій. Відповідно, неврахування даного явища може призвести до некоректного прогнозування напружено-деформованого стану системи «основа-фундамент-надземні конструкції».

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Досліджено, що врахування етапності будівництва суміжних висотних секційних будинків дає змогу отримати напружено-деформований стан системи «основа-фундамент-надземні конструкції» та оцінити їх взаємовплив. Показано, що при врахуванні черговості зведення суміжних будівель змінюються деформації в конструкції ростверку. Різниця в деформаціях між схемою без врахування етапності зведення та з урахуванням даного явища складає 69-77% залежно від постановки задач.

Враховуючи взаємний вплив суміжних секцій, які прибудовуються до вже зведеної, виявлено перерозподіл зусиль у палях існуючої секції. Відповідно, навантажуються палі, що знаходяться поблизу стику секцій існуючої та тієї, яка зводиться. Збільшення зусиль складає 39-60% в залежності від постановки задач. Виявлено явище зменшення зусиль до 40% в кутових палях секції, що розміщені зі сторони стику з наступною секцією. Дане явище аргументується зміною роботи паль, так як після зведення суміжної секції дані палі враховуються як периферійні для комплексу будів-

ель, а не як крайові для окремої будівлі.

Підтверджено, що неврахування етапності зведення суміжних секцій висотних будинків призведе до неврахування важливих факторів, а саме збільшення деформацій в конструкціях фундаменту та збільшення зусиль в конструкціях пальового фундаменту в зонах, де дані зміни не очікуються, якщо брати до уваги розрахунок без врахування явища етапності зведення.

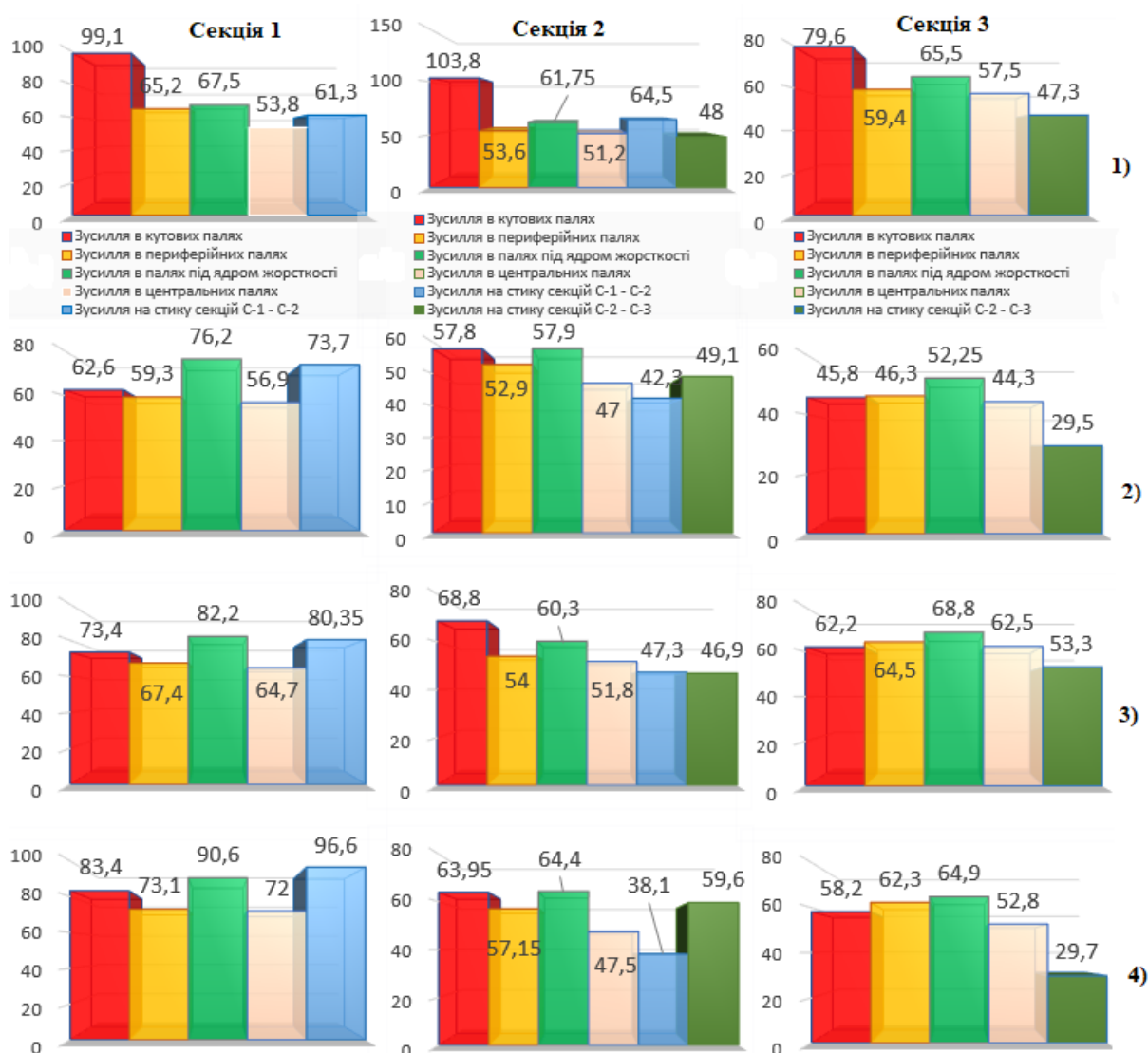


Рис.12. Перерозподіл зусиль у палях при різних постановках задач, тс.

Fig.12. Redistribution of efforts in piles at various statement of problems, t.

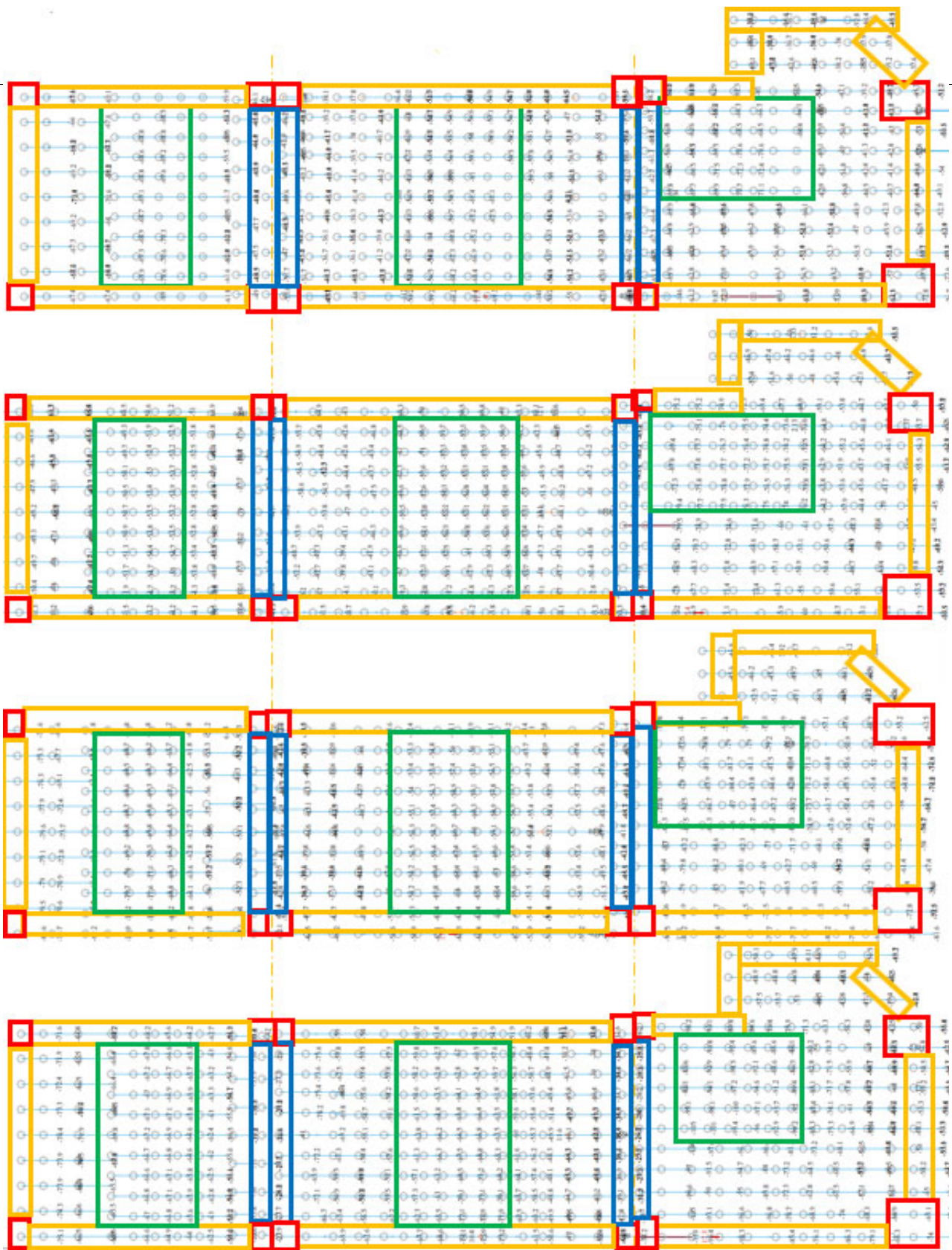


Рис.13. Порівняння результатів перерозподілу зусиль в палях.
В порядку зверху вниз: задача 1, задача 2, задача 3, задача 4.

Fig.13. Comparison of the results of redistribution of forces in the piles.
In the order from top to bottom: task 1, task 2, task 3, task 4.

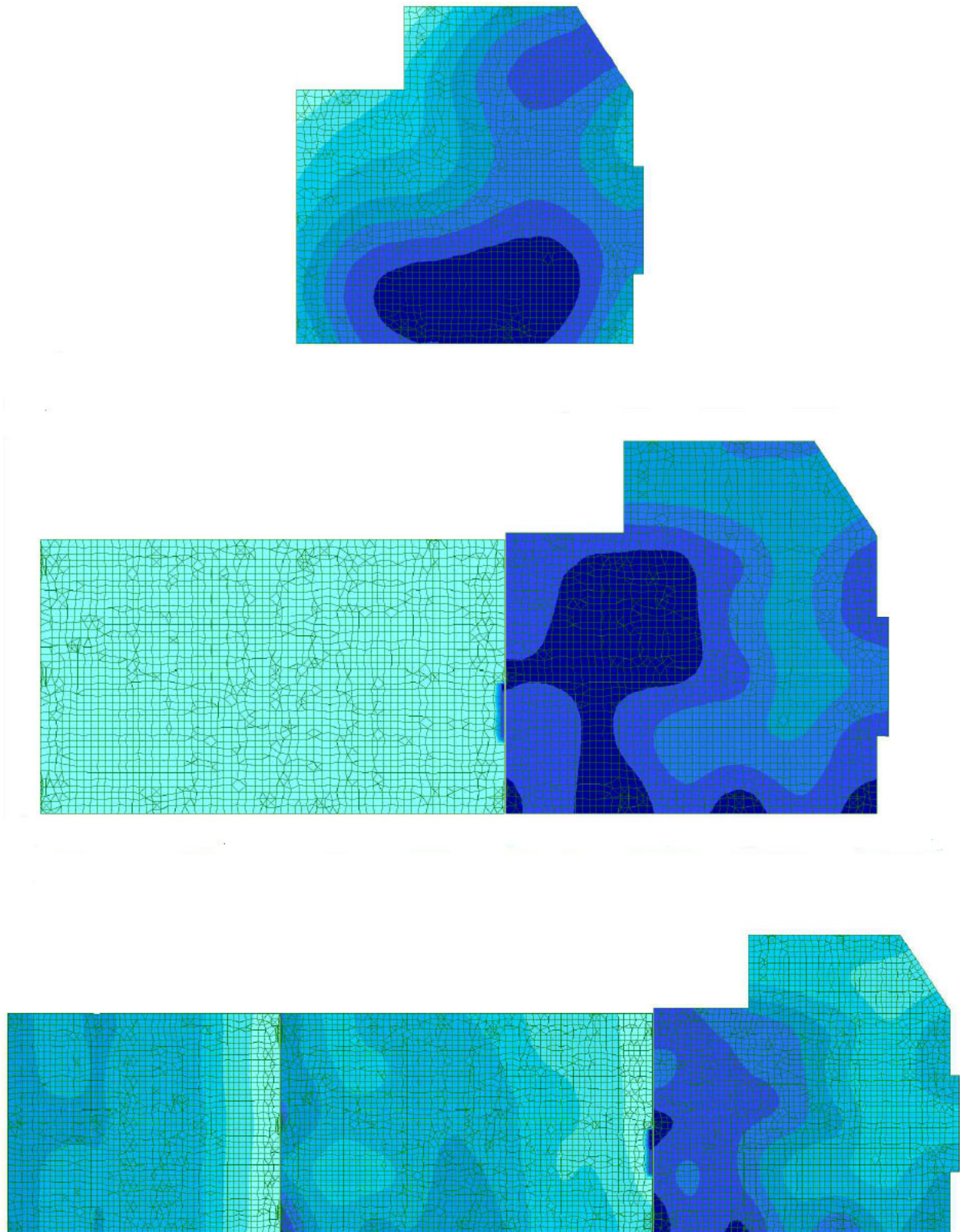


Рис.14. Порівняння деформацій плити (мм) ростверку Секції С-1 на трьох стадіях: одиночного зведення, прибудови сусідньої секції, розбудови комплексу

Fig.14. Comparison of deformations of a plate (mm) of a grid of Section C-1 at three stages: single erection, extensions of the next section, development of a complex.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
2. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
3. Основи та фундаменти будівель і споруд ДБН В.2.1.-10:2018 – [Чинний від 2019–01–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018. – 36с.
4. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багат шаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.
5. Підлущкий В.Л. Вплив крайових умов на перерозподіл зусиль у фундаментних конструкціях висотних будинків. / В.Л. Підлущкий // *Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*. – Полтава: ПолтНТУ. – 2015. – № 2(44). – С.177 – 185.
6. Підлущкий В.Л. Пальові фундаменти висотних будівель в складних ґрунтових умовах / В.Л. Підлущкий, І.П. Бойко // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. – Дніпропетровськ, ДВНЗ ПДАБА, - 2014. - №8. – С.23-32.
7. Носенко В.С. Особливості проектування фундаментів суміжних висотних споруд / В.С. Носенко // *Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві: Науково-технічний збірник*. – Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця. – 2009. – №1(6). – С.44-47.
8. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics* - № 62. – 1992. – p. 316-328.
- Ukrainian).
2. Nosenko V.S. (2012). Napruzheno-deformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian).
3. Osnovy ta fundamenti budivel' i sporud: DBN V.2.1.-10:2018. (2018) - [Chynnyy vid 2019-01-01]. - Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 36 (in Ukrainian).
4. Pidluts'kyi V.L. (2013). Vzayemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).
5. Pidluts'kyi V.L. (2015). Vplyv kraiovykh umov na pererozpodil zusyl u fundamentnykh konstruktciyakh vysotnykh budynkiv [The influence of boundary conditions on the redistribution of efforts in the foundation structures of high-rise buildings]. Zbirnyk naukovykh prats. Seriya: Haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo. Poltava: PoltNTU, 2 (44), 177-185 (in Ukrainian).
6. Pidluts'kyi V.L., Boyko I.P. (2014) Palovi fundamenti vysotnykh budivel v skladnykh hruntovykh umovakh [Pile foundations of high-rise buildings in difficult soil conditions]. *Visnyk Prydniprovskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury*. Dnipropetrovsk, DVNZ PDABA, 8, 23-32 (in Ukrainian).
7. Nosenko V.S. (2009). Osoblyvosti proektuvannia fundamentiv sumizhnykh vysotnykh sporud [Features of designing the foundations of adjacent high-rise buildings]. *Suchasni tekhnolohii, materialy i konstruktzii v budivnytstvi: Naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*. Vinnytsia: UNIVERSUM-Vinnytsia, 1(6), 44-47 (in Ukrainian).
8. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkami z yikh osnovoiu [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovy i fundamenti: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in

Influence of the sequence of erection of buildings on the formation of the stress-strain state of the system «base-foundation-overhead structures»

*Liudmyla Skochko,
Artem Shabaltun*

Summary. The influence of the order of construction of houses on the formation of the stress-strain state of the system "foundation-foundation-above-ground structures" is investigated

For this purpose, several options for setting tasks for the phased construction of multi-section building sections are considered.

With this in mind, it should be noted that the construction of each subsequent section has an impact on the built entirely or partially adjacent section. That is why this effect should be investigated to predict how serious this impact may be, and to draw appropriate constructive decisions.

Thus, the main objectives of the study are:

1. Creation of SEM without taking into account the stages of construction of the house;
2. Calculation of a house with a phased loading of 5 floors. Taking into account changes in the order of construction of sections;
3. Formation of SEM taking into account the sequence of erection of sections without including the sequence of erection of floors within the boundaries of the current section;
4. Research of the impact of the calculation of sections of a multi-section building without and taking into account the summary of subsequent sections.

The research of the impact of the sequence of construction and installation of the object will allow us to assess the stress-strain scheme at all stages of construction, so changes in the behavior of the scheme will be recorded at all stages of construction specified by the designers. To do this, the change in the stress-strain state (VAT) of the system "foundation - foundations - above-ground structures" must be modeled with different options for stages of construction, taking into account the real parameters of the soil base and so on.

The interaction of piles in different zones of sections, the work of grids in the foundations of high-rise buildings are considered. The research was carried out with the help of numerical modeling of the system "foundation - foundations - aboveground constructions". The redistribution of forces in the piles depending on the formulation of problems on the stages of construction of sections and design parameters (location of piles in charac-

teristic zones, the influence of the stiffness of the aboveground part on the redistribution of forces). Characteristic zones in the foundation are distinguished: they are central, lateral, angular and especially at the joints of adjacent sections. The redistribution of efforts between piles and a grid is revealed.

Key words. Pile foundation, sectional building, phased construction, installation, numerical modeling, high-rise building.

Вплив вибору моделі основи на напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів монолітно-каркасного будинку

Віктор Носенко¹, Остап Кашоїда²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹v.s.nosenko@gmail.com, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

²o.o.kashoida@gmail.com, orcid.org/0000-0002-9234-4489

DOI: 10.32347/0475- 1132.41.2020.45-54

Анотація. Виконано порівняння напружено-деформованого стану вертикальних елементів каркасу монолітного будинку (підвалу, першого і четвертого поверху), в залежності від методу моделювання ґрунтового середовища та паль.

Використання пальових фундаментів обумовлено тим, що вони забезпечують передачу навантажень на глибші шари ґрунтів та, як правило, більшу несучу здатність в порівнянні з фундаментами неглибокого закладання. Під час проектування фундаментів перед інженерами виникає питання як моделювати ґрунтове середовище і палі?

У даній роботі представлено вплив прийнятого рішення (обраної моделі ґрунтового середовища і методу моделювання паль) на напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів каркасу будинку.

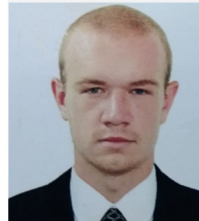
Виконано порівняння напружено-деформованого стану вертикальних елементів каркасу (підвалу, першого і четвертого поверху), які були отримані при використанні наступних варіантів моделей системи «основа – пальовий фундамент – надземні несучі конструкції»:

1) палі змодельовані одновузовими скінченними елементами, що мають лише вертикальну жорсткість за результатами випробування паль на вертикальне статичне вдавлююче навантаження, взаємний вплив паль та характеристики ґрунтів не враховуються (СЕ-56 тут і далі, це номер скінченного елемента у бібліотеці елементів ПК «Ліра-САПР»);

2) палі змодельовані одновузовими скінченними елементами, що розташовуються з заданим по довжині палі кроком та мають жорсткість в різних напрямках і наближено враховують оточуючий ґрунт навколо палі та під її вістрям (СЕ-57);



Віктор Носенко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Кашоїда Остап
аспірант кафедри
геотехніки

3) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними пружними скінченними елементами; палі – стержневими скінченними елементами.

Показано, що вибір моделі основи впливає на НДС не тільки фундаментних конструкцій, а й вертикальних несучих елементів будинку. При використанні різних варіантів моделювання основи: за допомогою одновузового скінченного елемента, що моделює палю як пружну в'язь (СЕ-56), за допомогою ланцюжка одновузових скінченних елементів (СЕ-57), або об'ємного ґрунтового масиву, можна отримати як кількісні відмінності у напруженнях від 2 до 20%, так і якісну зміну, що спостерігається у зміні знаку згинальних моментів.

Ключові слова. Пальовий фундамент, числове моделювання, об'ємний ґрунтовий масив, коефіцієнти жорсткості, вертикальні несучі елементи.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

За допомогою сучасних програмних комплексів для числового моделювання напружено-деформованого стану конструкцій можна створити модель будівлі, що буде повторювати її форму та мати дуже наближені до реальних геометричні і фізичні характеристики конструктивних елементів. Перед інженерами постає проблема: яким чином моделювати систему «основа – пальовий фундамент – надземні несучі конструкції», адже важливу роль у коректності отриманих результатів відіграє обрана модель ґрунтового середовища.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах Бойко І.П. [1, 7], Сахаров В.О. [4], Шашкін К.Г. [6], Уліцький В.М. [5], Носенко В.С. і Кашоїди О.О. [9] висвітлюється питання моделювання взаємодії пальових фундаментів з ґрунтовою основою.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив обраної моделі ґрунтової основи та паль на напружено-деформований стан (далі НДС) вертикальних елементів каркасу багатоповерхового будинку.

ЗАДАЧІ

Змоделювати НДС елементів системи «основа – фундаменти – надземні конструкції» з використанням таких варіантів моделювання системи «основа – пальовий фундамент»:

1.1) одновузовими скінченними елементами, що мають однакову жорсткість для всіх паль моделі, жорсткість була визначена по результатам випробування паль (СЕ-56);

1.2) одновузовими скінченними елементами, що розташовуються з заданим кроком

по довжині палі і відповідно кожний одно-вузовий елемент має свою жорсткість, жорсткість визначається по даним фізико-механічних характеристик ґрунтів в системі «Ґрунт» ПК «Ліра-САПР 2019»;

1.3) із використанням об'ємного пружного середовища ґрунтового масиву (рис. 1).

2) Порівняти НДС вертикальних елементів каркасу будинку при використанні різних варіантів моделювання основи.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

У роботі застосовано числове моделювання НДС елементів системи «основи – фундаменти – надземні конструкції» з використанням ПК «Ліра – САПР 2019».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для дослідження було обрано 25-ти поверховий житловий будинок каркасної конструктивної схеми. Висота першого поверху 3300мм, підвалу і інших поверхів – 3000мм, товщина плит перекриття 180мм, пілони підвального-третього поверху перерізом 300х1200мм, на вище розташованих поверхвах пілони мають переріз 250х1200мм, фундаментом є буроін'єкційні палі діаметром 820мм і довжиною 21м, що об'єднані між собою монолітним залізобетонним ростверком висотою 1,2м (рис. 2).

Згідно даних геологічних вишукувань основа складається в основному із пісків. Вістря палі занурено в пісок дрібний, щільний, що має наступні фізико-механічні характеристики: щільність – 2.03 г/см³; щільність частинок ґрунту – 2.65 г/см³; коефіцієнт пористості – 0.55; вологість – 0.19; модуль загальних деформацій – 37 МПа; питоме зчеплення – 1 кПа; кут внутрішнього тертя – 31; коефіцієнт Пуассона – 0.3.

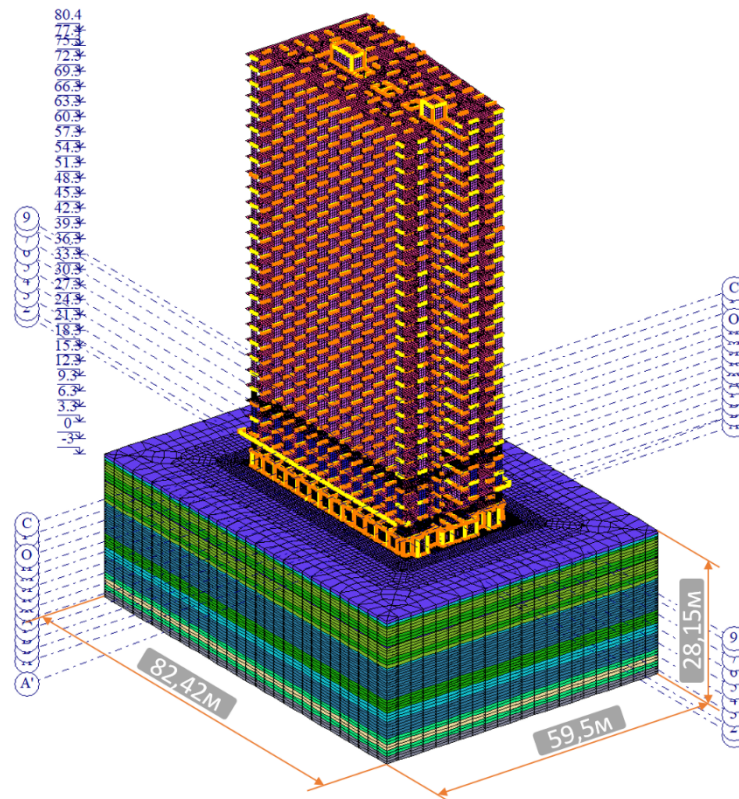


Рис.1. Скінчено-елементна модель.
Fig.1. Finite element model.

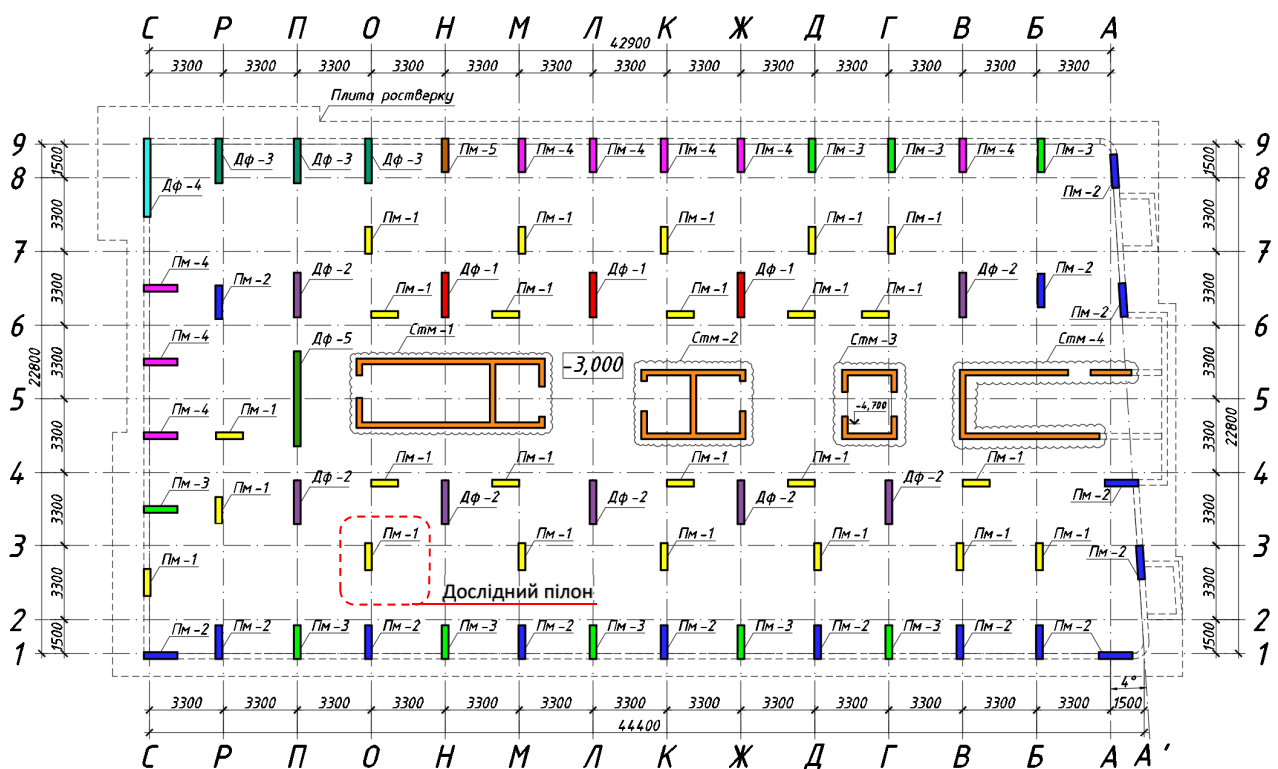


Рис.2. Схема вертикальних конструктивних елементів підвального поверху.
Fig.2. Scheme of vertical structural elements of the basement.

НДС ПІЛОНІВ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ ОСНОВИ З ВИКОРИСТАННЯМ ПОСТІЙНОГО КОЕФІЦІЄНТА ЖОРСТКОСТІ (СЕ-56)

СЕ-56 – це одновузловий скінченний елемент пружних в'язей. Він застосовується для введення пружних в'язей вздовж та (або) довкола глобальних осей (X, Y, Z). Даний елемент має наступні степені свободи: X – лінійне переміщення; Y – лінійне переміщення; Z – лінійне переміщення; Ux – кут повороту відносно осі X; Uy – кут повороту відносно осі Y; Uz – кут повороту відносно осі Z.

Відповідно у нашому випадку використовується лише погонна жорсткість на осьовий стиск відносно глобальної осі Z. Тоді погонну жорсткість палі можна записати так:

$$R_z = \frac{N}{S} \text{ (т/м);} \quad (1.1)$$

$$R_z = \frac{250\text{т}}{0,011\text{м}} \approx 22727,3 \text{ (т/м);}$$

де: N – навантаження, що прикладалось до палі під час випробування (т); S – осідання палі, що отримано від прикладання навантаження під час випробування (м).

До переваг даного методу моделювання основи можна віднести його простоту.

До недоліків можна віднести те, що даний метод не враховує взаємовплив між палями, відсутній згинаючий момент в палях та не можна задати тип примикання палі до ростверку.

Для подальших розрахунків та порівняння розглянемо пілон марки «Пм-1», в осях «О;3», що виділено на рис.2. Нормальні напруження в перерізах даного вертикального елемента підвалу змінюються в діапазоні від 1478 до 1496 тс/м², середні значення напружень становлять 1486.2 тс/м² (рис.3).

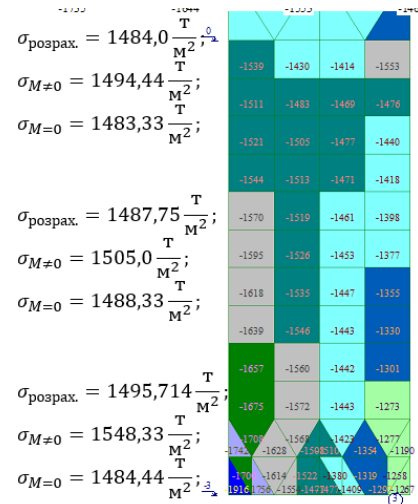


Рис.3. Нормальні напруження пілону Пм-1.
Fig.3. Normal stresses of the PM-1 pylon.

Розрахункові нормальні напруження були визначені через суму напружень кожного скінченного елемента в даному перерізі:

$$\sigma_{\text{розрах.}} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{CE,i}}{n}; \quad (1.2)$$

де: $\sigma_{CE,i}$ - це напруження у i -му скінченному елементі певного перерізу (тс/м²); n – це кількість скінченних елементів у перерізі, що розглядається.

Нормальні напруження з врахуванням згинаючого моменту визначаються по наступній формулі:

$$\sigma_{M \neq 0} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{A_{\text{піл.}}} + \frac{\sum_{i=1}^n M_i}{W_{\text{піл.}}}; \quad (1.3)$$

де: N_i – поздовжнє зусилля у вузлі (тс); $A_{\text{піл.}}$ – площа поперечного перерізу пілона (м²); M_i – згинаючий момент у вузлі (тс*м); $W_{\text{піл.}}$ – момент опору поперечного перерізу пілона (м³).

Поздовжнє зусилля і згинаючий момент було визначено в ПК «Ліра-САПР 2019» за допомогою сумування навантажень (зусиль) у вузлах.

При визначенні нормальних напружень без врахування згинаючого моменту необхідно скористуватись наступною формулою:

$$\sigma_{M=0} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i}{A_{\text{піл.}}}; \quad (1.4)$$

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону першого поверху змінюються в діапазоні від 1399 до 1404 тс/м², середні значення напружень становлять 1402.5 тс/м².

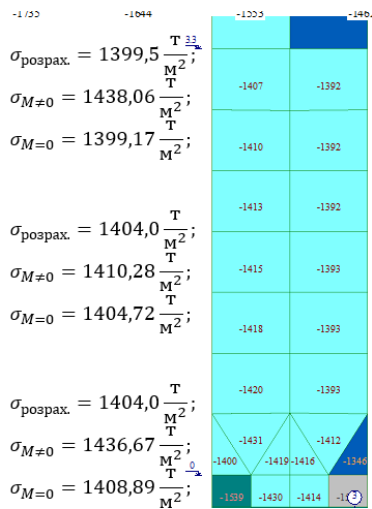


Рис.4. Нормальні напруження в пілоні першого поверху в осях «О;3».

Fig.4. Normal stress in the pylon of the first on top in the axes «O;3».

Товщина пілонів на четвертому поверсі становить 250мм. Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону четвертого поверху змінюються в діапазоні від 1439 до 1447 тс/м², середні значення напружень становлять 1443 тс/м².

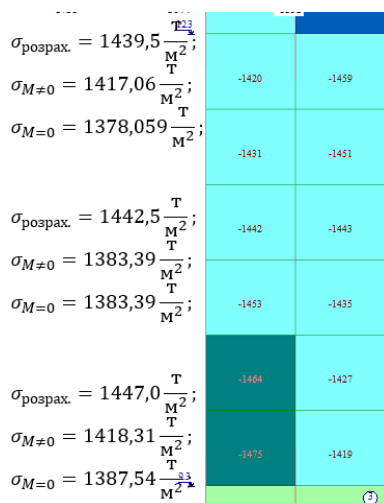


Рис.5. Нормальні напруження в пілоні четвертого поверху в осях «О;3».

Fig.5. Normal stress in the pylon of the fourth floor in the axes «O;3».

НДС ПІЛОНІВ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ ОСНОВИ З ВИКОРИСТАННЯМ КОЕФІЦІЄНТІВ ЖОРСТКОСТІ ОСНОВИ, ЩО ВРАХОВУЮТЬ ВЗАЄМНИЙ ВПЛИВ МІЖ ПАЛЯМИ (СЕ-57)

СЕ-57 – це одноузловий скінченний елемент в ПК «Ліра – САПР 2019», що моделює палю як пружну в'язь по всіх напрямках та довкола глобальних (X, Y, Z) осей. Він має змогу визначати жорсткість палі у автоматичному режимі, для цього програмою використовується система «Ґрунт» у якій задається інформація про геологічні умови ділянки (фізико-механічні характеристики ґрунту: $\rho, e, w, E, C, \varphi$). Відмінністю від попереднього скінченного елемента (СЕ-56) є те, що у СЕ-57 жорсткісні характеристики розраховуються для всього пальового поля одночасно. Тоді як при використанні СЕ-56 при зміні потужності шару ґрунту треба було створювати нову жорсткість і вводити нову потужність шарів ґрунту, що у свою чергу значно збільшувало об'єм рутинної роботи.

Числове моделювання СЕ-57 представлено двома способами: 1) єдиним одноузловим скінченним елементом, що знаходиться на місці палі; 2) одноузловими скінченними елементами, що розташовані по довжині стовбура палі з певним кроком. При моделюванні другим способом можна врахувати тип примикання палі до ростверку (жорстке, чи шарнірне).

При розрахунку жорсткості палі вертикальна жорсткість ґрунтової основи розповсюджується по довжині палі пропорційно граничній несучій здатності ґрунту F_d , що визначено згідно формули:

$$F_d = R * A * \gamma_{R,R} * \gamma_c + \sum_{i=1}^{i=n} f_i * u * h_i * \gamma_{R,f} * \gamma_c; \quad (1.5)$$

де: R – розрахунковий опір ґрунту під п'ятою палі; f_i – розрахунковий опір i -го шару ґрунту по боковій поверхні палі; h_i – товщина шару; A – площа п'яти палі; u – периметр поперечного перерізу палі; $\gamma_{R,R}$, $\gamma_{R,f}$, γ_c – коефіцієнти умов роботи.

Тоді жорсткість ґрунту під підшоною

палі $EA_{\text{під.}}$ і жорсткість i -го шару ґрунту вздовж довжини палі EA_i визначається як:

$$EA_{\text{під.}} = \frac{R \cdot A \cdot \gamma_{R,R} \cdot \gamma_c}{S_{Fd}}; \quad (1.6)$$

$$EA_i = \frac{f_i \cdot u \cdot h_i \cdot \gamma_{R,f} \cdot \gamma_c}{S_{Fd}}; \quad (1.7)$$

Де: S_{Fd} – теоретичне осідання палі при навантаженні $F=F_d$. Значення $R, f_i, \gamma_{R,R}, \gamma_{R,f}, \gamma_c$ – беруться із норм.

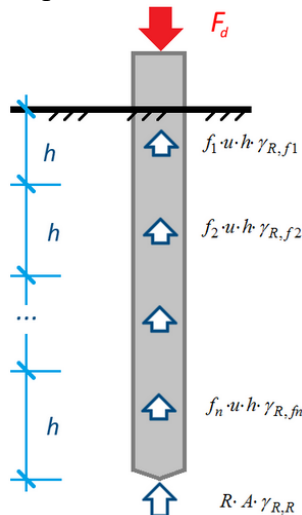


Рис.6. Схема визначення жорсткості палі по теоретичним значенням осідання і несучої здатності палі.

Fig.6. Scheme for determining the stiffness of the pile according to the theoretical values of displacement and bearing capacity of the pile.

До переваг даного методу можна віднести те, що моделювати роботу палі відносно просто, можна задати примикання палі до плити ростверку, при моделюванні палі «ланцюжком», також можна прослідкувати зміну поздовжніх зусиль з глибиною занурення палі.

До недоліків можна віднести те, що даний метод не дає коректних значень по згинаючим моментам в стержні палі (при моделюванні «ланцюжком») та необхідно задавати «ІГЕ» з їх характеристиками в модуль «Ґрунт», по яких буде визначатись жорсткість палі в конкретному місці.

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону підвалу змінюються в діапазоні від 1495 до 1504 тс/м², середні значення напружень становлять 1499 тс/м².

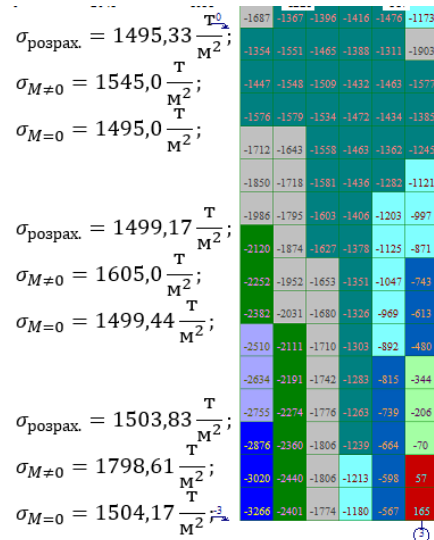


Рис.7. Нормальні напруження пілону Пм-1.
Fig.7. Normal stresses of the PM-1 pylon.

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону першого поверху змінюються в діапазоні від 1410 до 1420 тс/м², середні значення напружень становлять 1415 тс/м².

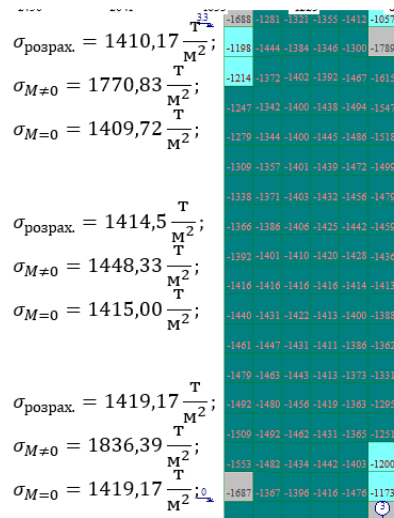


Рис.8. Нормальні напруження в пілоні першого поверху в осях «О;3».
Fig.8. Normal stresses in the pylon of the first floor on the axes "O;3".

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону четвертого поверху змінюються в діапазоні від 1445 до 1464 тс/м², середні значення напружень становлять 1456 тс/м².

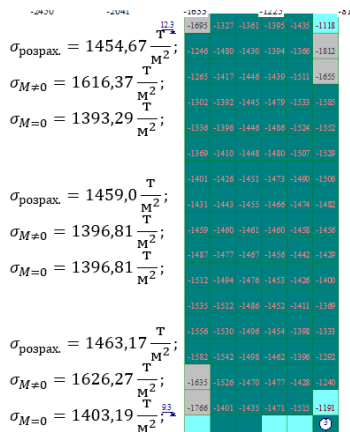


Рис.9. Нормальні напруження в пілоні четвертого поверху в осях «O;3».

Fig.9. Normal stresses in the pylon of the fourth floor in the axes «O;3».

НДС ПІЛОНІВ ПРИ МОДЕЛЮВАННІ ОСНОВИ ОБ'ЄМНИМ ҐРУНТОВИМ МАСИВОМ

Даний метод моделювання полягає в тому, що основою є об'ємний пружний масив, що характеризується модулем деформації та коефіцієнтом Пуассона, які мають фізико-механічні характеристики як і ґрунт основи із урахуванням ідентифікації параметрів.

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілона підвалу змінюються в діапазоні від 1436 до 1450 тс/м², середні значення напружень становлять 1445 тс/м².

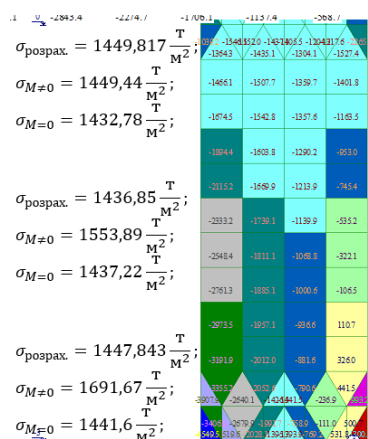


Рис.10. Нормальні напруження пілону Пм-1.
Fig.10. Normal stresses of the PM-1 pylon.

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону 1-го поверху змінюються в ді-

апазоні від 1357 до 1365 тс/м², середні значення напружень становлять 1361 тс/м².

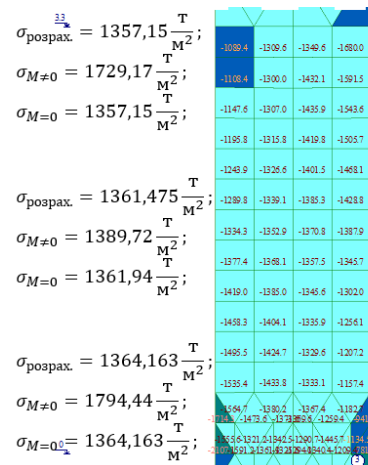


Рис.11. Нормальні напруження в пілоні першого поверху в осях «O;3».

Fig.11. Normal stresses in the pylon of the first floor on the axes «O;3».

Нормальні напруження в перерізах дослідного пілону четвертого поверху змінюються в діапазоні від 1416 до 1425 тс/м², середні значення напружень становлять - 1420 тс/м².

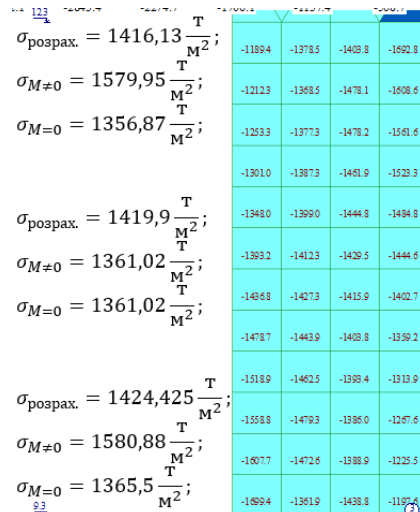


Рис.12. Нормальні напруження в пілоні четвертого поверху в осях «O;3».

Fig.12. Normal stresses in the pylon of the fourth floor in the axes «O;3».

До переваг даного методу можна віднести те, що він дає повну інформацію про напружено-деформований стан пальового фундаменту (осідання, поздовжні зусилля, згинаючі моменти).

До недоліків можна віднести те, що даний метод потребує значної затрати часу на створення моделі, контролю триангуляції елементів і примикання вузлів скінченних елементів між собою, затрати великої кількості часу на розрахунок.

ПОРІВНЯННЯ ЗУСИЛЬ У ВЕРТИКАЛЬНИХ ЕЛЕМЕНТАХ КАРКАСУ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД МЕТОДУ МОДЕЛЮВАННЯ ОСНОВИ

Нижче наведено порівняння між собою: нормальних напружень, поздовжніх зусиль та згинаючих моментів, що виникають у пілонах марки Пм-1 від дії навантажень, у підвальному, першому і четвертому поверсі при різних варіантах моделювання основи.

Для відображення кількісних відмінностей у напружено-деформованому стані вертикальних елементів каркасу (пілонів), порівняння результатів виконано у табличній формі (Табл.1-3).

Для відображення якісних відмінностей у напружено-деформованому стані вертикальних елементів каркасу (пілонів), порівняння виконано у графічній формі (побудовані епюри зусиль – Рис.13).

Табл. 1. Порівняння нормальних напружень підвального поверху (при $M \neq 0$).

Table 1. Comparison of normal basement stresses (при $M \neq 0$).

Підвальный поверх	Нормальні напруження при $M \neq 0$, т/м.кв			
	Зверху	Посередині	Знизу	
1 Об'ємний ґрунт	1449,44	1553,89	1691,67	
2 СЕ-57	1545	1605	1798,61	
3 Різниця (1-2)	-95,56	-6,59%	-51,11	-3,29%
4 СЕ-56	1494,44	1505	1548,33	
5 Різниця (1-4)	-45	-3,10%	48,89	3,15%

Табл. 2. Порівняння нормальних напружень першого поверху (при $M \neq 0$).

Table 2. Comparison of normal stresses on the ground floor (при $M \neq 0$).

1й поверх	Нормальні напруження при $M \neq 0$, т/м.кв			
	Зверху	Посередині	Знизу	
1 Об'ємний ґрунт	1729,17	1389,72	1794,44	
2 СЕ-57	1770,83	1448,33	1836,39	
3 Різниця (1-2)	-41,66	-2,41%	-58,61	-4,22%
4 СЕ-56	1438,06	1410,28	1436,67	
5 Різниця (1-4)	291,11	16,84%	-20,56	-1,48%

Табл. 3. Порівняння нормальних напружень четвертого поверху (при $M \neq 0$).

Table 3. Comparison of normal stresses of the fourth floor (при $M \neq 0$).

4й поверх	Нормальні напруження при $M \neq 0$, т/м.кв			
	Зверху	Посередині	Знизу	
1 Об'ємний ґрунт	1579,95	1361,02	1580,88	
2 СЕ-57	1616,37	1396,81	1626,27	
3 Різниця (1-2)	-36,42	-2,31%	-35,79	-2,63%
4 СЕ-56	1417,06	1383,39	1418,31	
5 Різниця (1-4)	162,89	10,31%	-22,37	-1,64%

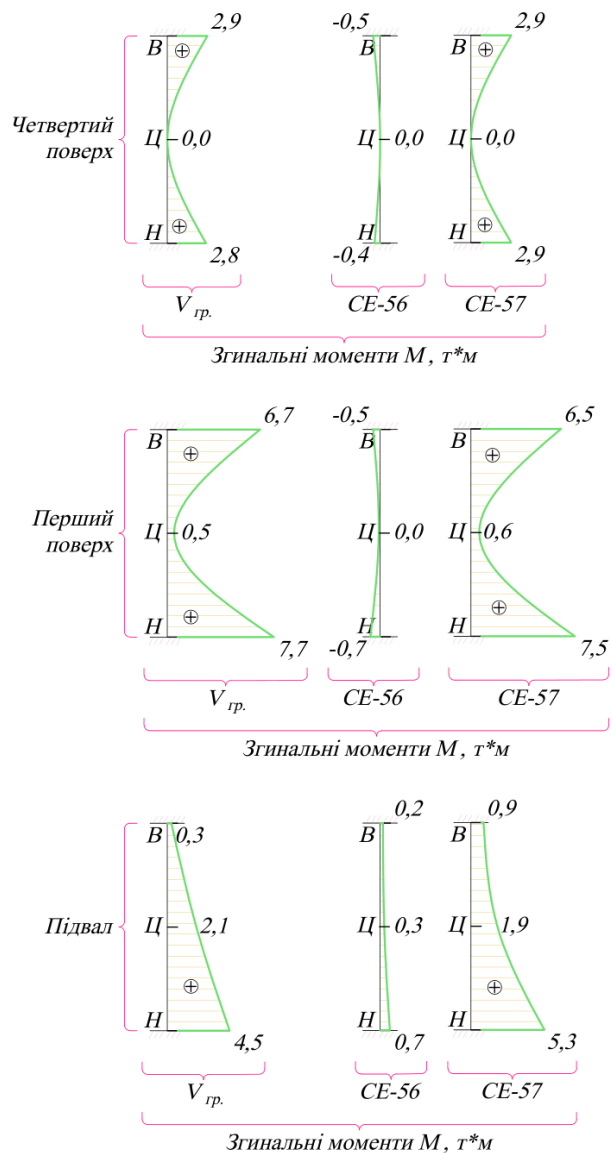


Рис.13. Порівняння згинальних моментів.
Fig.13. Comparison of bending moments.

ВИСНОВКИ

Показано, що вибір моделі основи впливає на НДС не тільки фундаментних конструкцій, а й вертикальних несучих елементів будинку. При використанні різних варіа-

нтів моделювання основи: за допомогою одновузлового скінченного елемента, що моделює палю як пружну в'язь (СЕ-56); за допомогою ланцюжка одновузових скінчених елементів (СЕ-57) або об'ємного ґрунтового масиву, можна отримати як кількісні відмінності у напруженнях від 2 до 20%, так і якісну зміну, що спостерігається у зміні знаку згинальних моментів.

Показано, що при використанні моделі «одновузових скінчених елементів, що враховують оточуючий ґрунт (СЕ-57)» із врахуванням впливу між сусідніми елементами (палями), згинальні моменти, які виникають у вертикальних елементах каркасу, добре кореспондуються з варіантом використання «об'ємного ґрунтового пружного масиву».

Якщо використовувати спрощену модель «одновузовий скінчений елемент (СЕ-56)», то можна отримати як кількісну так і якісну різницю в згинальних моментах вертикальних елементів каркасу. У даній моделі згинальні моменти у вертикальних елементах змінюються в діапазоні 0,3...0,7 тс·м, у той час як у інших моделях вони змінюються в діапазоні 0,3...7,7 тс·м, а це різниця у 10 разів.

Порівняння поздовжніх зусиль в дослідних палях показало, що при моделюванні за допомогою «одновузових скінчених елементів, що враховують оточуючий ґрунт (СЕ-57) із урахуванням уточнення зміни жорсткостей за декілька ітерацій» можна отримати схожі результати як в моделі на «об'ємному пружному ґрунтовому масиві». Різниця в поздовжніх зусиллях паль склала до 7%.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
2. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. ... канд. техн.

- наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
3. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатопаловою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлуцький Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.
4. Сахаров В.О. Моделювання взаємодії пальового фундаменту з нелінійною основою в умовах прибудови: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Володимир Олександрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с.
5. Улицкий В.М. Расчеты и интерактивный мониторинг при строительстве зданий в сложных грунтовых условиях / В.М. Улицкий, К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин // *Технологии безопасности и инженерные системы № 2(13)*. – С-Пб: Стройиздат. – 2007. – С. 16-19.
6. Шашкин К.Г. Взаимодействие здания и основания: Методика расчета и практическое применение при проектировании / К.Г.Шашкин, А.Г.Шашкин. – С-Пб: Стройиздат, 2002. – 48с.
7. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics № 62*. – 1992. – p. 316-328.
8. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзоров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
9. Носенко В.С. Числове моделювання напружено-деформованого стану пальового фундаменту з використанням різних моделей ґрунтової основи / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // *Основи і фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С. 34-43.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnyimi budynkami z yikh osnovoiu [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
2. Nosenko V.S. (2012). Napruzhenodeformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. *Dys. kand. tekhn.*

- nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian).
3. Pidlutskyi V.L. (2013). Vzeyemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).
 4. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzeyemodiya paljovogo fundamentu z nelinejnyu osnovoyu v umovakh prybudovy [Modeling of the interaction of a pile foundation with a nonlinear basis in the conditions of an extension]. Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02. Kyiv: KNUBA, 215 (in Ukrainian).
 5. Ulitskiy V.M., Shashkin K.G., Shashkin A.G. (2007). Raschjoty i interaktivnyj monitoring pri stroitel'stve zdaniy v slozhnykh gruntovykh usloviyakh [Calculations and interactive monitoring during the construction of buildings in difficult ground conditions]. *Tekhnologii bezopasnosti i inzhenernye sistemy*. S-Petersburg: Strojizdat, 2(13), 16-19 (in Russian).
 6. Shashkin K.G., Shashkin A.G. (2002). Vzaimodejstvie zdaniya i osnovaniya: Metodika rascheta i prakticheskoe primeneniye pri proektirovanii [Interaction of the building and the foundation: Method of calculation and practical application in the design]. S-Petersburg: Strojizdat, 48 (in Russian).
 7. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.
 8. Gorodetskiy A.S. (2007). Computer models of structures. Kyiv, FAKT, 392 (in Ukrainian)/
 9. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2019). Chyslove modelyuvannya napruzhenno-deformovanoho stanu pal'ovoho funda-mentu z vykorystannyam riznykh modeley gruntovoyi osnovy [Numerical simulation the stress-strain state of the pile foundation building using different soil models]. *Osnovu i fundamenty: Naukovo-tekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 38, 34-43 (in Ukrainian).

Influence of the choice of the base model on the stress-strain state of the vertical load-bearing elements of a monolithic-frame house

*Viktor Nosenko,
Ostap Kashoida*

Summary. Comparison of the stress-strain state of vertical elements of the frame of a monolithic house (basement, first and fourth floors), depending on the method of modeling the soil environment and piles, is carried out.

The use of pile foundations is due to the fact that they provide the transfer of loads to deeper soil layers and, as a rule, a greater bearing capacity compared to shallow foundations. In the design of foundations, engineers face the question of how to model the soil environment and piles?

This paper presents the influence of the decision taken (the selected soil model and the method of modeling piles) on the stress-strain state of the vertical load-bearing elements of the house frame.

Comparison of the stress-strain state of vertical elements of the frame (basement, first and fourth floors), which were obtained using the following models of the system «base - pile foundation - overhead supporting structures»:

1) the piles are modeled by single-node finite elements, have only vertical stiffness according to the results of testing the piles for vertical static pressing loads, the mutual influence of piles and soil characteristics are not taken into account (FE-56 hereinafter, this is the number of the finite element in the library of elements of the PC «Lira -SAPR»)

2) the piles are modeled by single-node finite elements, are located with a given step along the length of the pile and have rigidity in different directions and approximately take into account the surrounding soil around the pile and under its tip (FE-57);

3) the soil environment is modeled by volumetric elastic finite elements; piles - rod finite elements.

It is shown that the choice of the foundation model carries stress-strain state not only for the foundation structures, but also for the vertical bearing elements of the house. When using various options for modeling the base: using a single-node finite element that simulates a smoke like elastic ligature (FE-56), using a chain of single-node skinned elements (FE-57), or a volumetric soil massif, it is possible to obtain quantitative differences in stresses from 2 to 20%, and a qualitative change, which is observed in a change in the sign of bending moments.

Key words. Pile foundation, numerical modeling, stiffness coefficients, vertical bearing elements.

Формування НДС у фундаментах зерносушильних комплексів при зміні параметрів ґрунтів

Василь Підлуцький¹, Олександр Литвин²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,

¹vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990

²sasha32582@gmail.com, orcid.org/0000-0002-2818-3457

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.55-63

Анотація. Досліджено роботу пальового фундаменту зерносушильного комплексу при зміні параметрів ґрунтів, визначених лабораторними та польовими методами. Проведено два варіанти розрахунків за допомогою числового моделювання за методом скінченних елементів: 1) з використанням характеристик ґрунтів, які визначено лабораторними методами; 2) з використанням характеристик ґрунтів, які визначено польовими методами. В роботі проаналізовано напружено-деформований стану фундаментних конструкцій зерносушильного комплексу, а саме: перерозподіл зусиль в палях, осідання фундаментних конструкцій, згинальні моменти та площа робочого армування у фундаментній плиті.

В роботі зроблено наголос на використанні саме пальових фундаментів для зерносушильних комплексів через виникнення багато негативних факторів при влаштування плитних фундаментів. Основні з них: низькі показники ґрунтів у верхній зоні ґрунтового масиву; спорудження декілька силосів один біля одного, що визначає їх взаємовплив; нерівномірність завантаження - розвантаження силосів; вибір методики розрахунків, яка коректно описує параметри ґрунтів та етапи завантаження і розвантаження силосів. Також в роботі наведено проблемні питання при проектуванні пальових фундаментів для зерносушильних комплексів. Наведено результати дослідження формування напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій при різних параметрах ґрунтів.

Дослідження проведено у глинистих ґрунтах твердої та напівтвердої консистенції. В основі пальового фундаменту залягають супіски тверді та суглинки м'якопластичні.

В роботі показано, що при підвищенні пара-



Василь Підлуцький
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Олександр Литвин
асистент кафедри
геотехніки

метрів ґрунтів основи зменшується осідання фундаментної плити. Перерозподіл зусиль між палями має схожий характер, але за рахунок підвищення жорсткості основи, фундаментна плита передає навантаження на основу, тому практично всі палі розвантажуються в межах 5...10 %. При цьому згинальні моменти у фундаментній плиті зменшуються, що вимагає зменшення армування робочою арматурою. Це дозволяє проектувати надійні та економічні рішення пальових фундаментів зерносушильних комплексів.

Ключові слова. Пальовий фундамент, параметри ґрунтів, зерносушильний комплекс, силос, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день у сільськогосподарській сфері актуальним є питання зберігання зернових. Для цього в світовій практиці зводять зерносушильні комплекси круглої форми в плані для зручності завантаження та розвантаження зернових, а та-

кож для автоматичного механізованого очищення даних споруд по колу. Дані споруди отримали поширену назву «силосів», що часто вживається у практиці. Досить часто одного силосу на об'єкті є недостатньо, тому споруджують одразу декілька, розташовуючи їх один біля одного в безпосередній близькості (Рис. 1). Для таких споруд в якості фундаментів використовують плитні або пальові фундаменти. Як правило, при влаштуванні плитних фундаментів необхідною умовою є наявність ґрунтів в основі з надійними характеристиками з токи зору сприймання навантаження. Також необхідно враховувати взаємовплив силосів одне на одного при нерівномірному їх завантаженні та розвантаженні. Не врахування даних факторів може призвести до нерівномірних осідань сусідніх силосів та їх перекосів. У випадку наявності з поверхні майданчика слабких ґрунтів або ґрунтів з особливими властивостями, тобто таких, які не можуть нести навантаження від силосів та зерна, логічно проектувати пальові фундаменти, які передають навантаження на шари ґрунтів, що знаходяться на значній глибині. Але при проектуванні пальових фундаментів також присутні свої особливості. Найпоширеніші з них – це вибір параметрів та технології паль, методики розрахунків, моделі ґрунтового середовища та їх параметрів. Адже силоси влаштовують у сільські польовій місцевості, які значно віддалені від мегаполісів, в яких зосереджені потужні машини та механізми для влаштування паль. Також на вибір даних параметрів впливає і те, що механізми достатньої потужності не можливо доставити на об'єкт через відсутність транспортної розв'язки на етапі влаштування фундаментів. Важливим фактором є і те, що при проектуванні пальового фундаменту виникають питання з вибору методики розрахунків та параметрів ґрунтової основи. Адже, саме вибір характеристик ґрунтів визначає перерозподіл зусиль у конструкціях фундаменту та безпосередньо впливає на його вартість та терміни влаштування.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питанням дослідження впливу параметрів ґрунтової основи на формування напружено деформованого стану фундаментів займалися багато вчених, серед них Бойко І.П., Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Сахаров В.О., Харченко М.О. та ін. [1, 2, 4, 7-10]. Вивчення саме перерозподілу зусиль у фундаментних конструкціях (та вибору їх типів) у «силосах» на сьогоднішній день наукових праць не так і багато, враховуючи широке використання. Знайдені роботи авторів Зоценко М.Л., Винников Ю.Л., Пічугін С.Ф. [5], де автори описують проблемність використання плитних фундаментів силосів на основі виникнення критичних нерівномірних осідань основи та необхідність підсилення слабких основ ґрунтоцементними палями, а також важливість використання параметрів ґрунтів, визначених за компресійними випробуваннями, без підвищувальних коефіцієнтів. У роботі Винникова Ю.Л., Харченка М.О., Марченка В.І. [3] автори роблять акцент на використанні коректних моделей деформування ґрунтової основи, які описують зміну параметрів ґрунтів та етапи завантаження та розвантаження силосів при виконанні числових розрахунків за методом скінченних елементів (МСЕ).

МЕТА РОБОТИ

Дослідити формування напружено-деформованого стану (НДС) у фундаментних конструкціях зерносушильних комплексів при зміні параметрів ґрунтів за допомогою числового моделювання за методом скінченних елементів (МСЕ).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження виконано на прикладі реального об'єкту: металевий зерносушильний комплекс (силос) діаметром 22,0 м та вагою 600 кН, який вміщує зерно вагою до 50 000 кН. Для створення умов зберігання зерна передбачено аероднище товщиною 500 мм з вентиляційними каналами для по-

дачі повітря. Для обслуговування силосу та розвантаження зерна проектом передбачено по центру силосу галерею висотою 1,8 м та шириною 1,6 м. Фундаментом для даного силосу обрано залізобетонну фундаментну плиту товщиною 500 мм на пальовому фундаменті (Рис. 2). Палі виконано за буро-ін'єкційною технологією діаметром 620 мм довжиною 8,0 м; кількість палей 180 шт.

Загальний вигляд зерносушильних комплексів та їх фундаментів наведено на Рис. 1 та Рис. 2 відповідно.



Рис.1. Зерносушильні комплекси.
Fig.1. Grain drying complexes (silos).

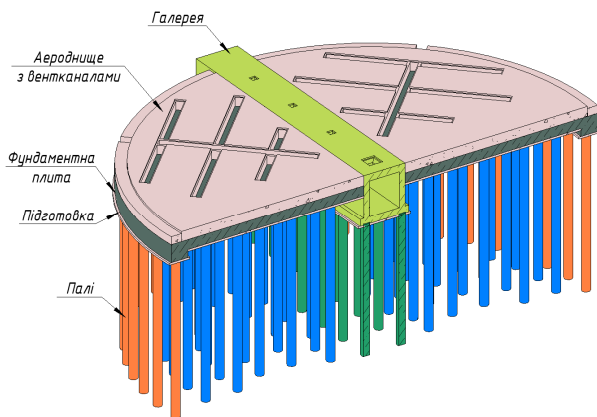


Рис.2. Загальний вид фундаментів зерносушильного комплексу.
Fig.2. General view of the foundations of the grain drying complex.

Ґрунти ділянки дослідження: глинисті ґрунти твердої та напівтвердої консистенції лесоподібні, з поверхні - просідаючі. В основі палей залягають супіски тверді. Характерний інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика наведено на Рис. 4. В Табл. 1 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи.

Розрахункова модель включає в себе всі

елементи силосу та фундаментів, навантаження від силосу прикладене як лінійно-розподілене по периметру, а від зерна - як рівномірно-розподілене. Ґрунтова основа задавалася як суцільне багатошарове об'ємне середовище (Рис. 3), в якому враховані нашарування ґрунтів та їх фізико-механічні характеристики. Ґрунт у розрахунковій схемі заданий як модель пружного середовища, в якому враховані щільність ґрунту ρ , коефіцієнт Пуассона ν , модуль загальних деформацій E . В процесі дослідження аналізувалися наступні результати: зусилля в палях (Рис.6), осідання фундаментних конструкцій (Рис.5), згинальні моменти та площа армування у фундаментній плиті (Рис.7).

Скінченно-елементна модель складається з об'ємного ґрунтового масиву у відповідності до інженерно-геологічних досліджень, пальового фундаменту та конструкцій галереї і аероднища силосу.

Низ ґрунтового масиву обмежений площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень (вважається, що осіданнями можна знехтувати на цій глибині). Також в'язі накладені на бічні площини, дані граничні умови перешкоджають нормальним переміщенням.

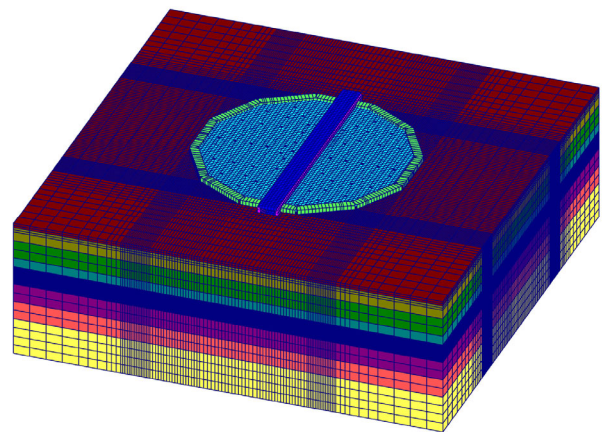


Рис.3. Скінченно-елементна модель силосу та ґрунтового масиву.
Fig.3. Finite element model of silage and soil mass.

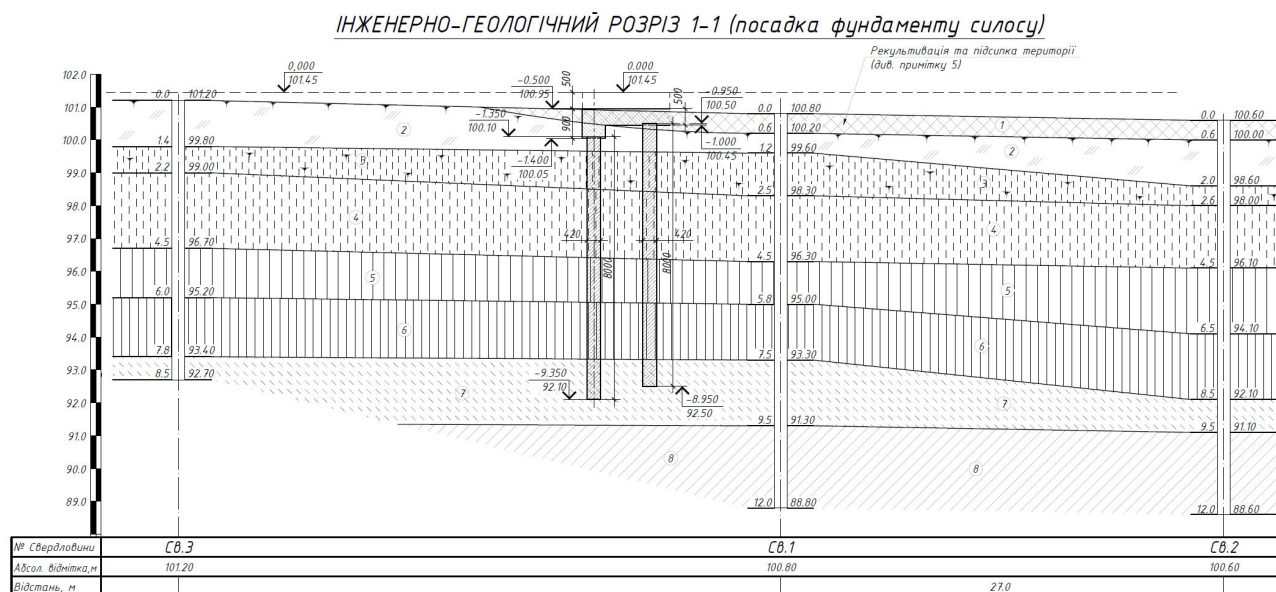


Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка фундаментів.
Fig.4. Engineering-geological section of the construction site and landing of the foundations.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика
Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site

№ ІГЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, лабораторні методи, МПа	Модуль деформації, польові методи, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E	E
2	1,65	0,21	0,810	20	2	8	15
3	1,68	0,16	0,805	20	5	10	19
4	1,79	0,14	0,692	23	4	18	36
5	1,83	0,19	0,752	21	14	16	33
6	1,87	0,23	0,799	19	15	12	29
7	1,92	0,13	0,656	22	4	20	50
8	1,89	0,20	0,726	20	12	15	31

Примітка. Найменування ґрунтів:

ІГЕ-1: Насипний ґрунт (будівельне сміття): цегла, пісок, щебінь.

ІГЕ-2: Ґрунтово-рослинний шар - суглинок твердої консистенції, вміст орган. речовин: 3.7-3.9%.

ІГЕ-3: Супісок лесоподібний, твердої консистенції, просідаючий. Вміст органічних речовин: 1.2%.

ІГЕ-4: Супісок лесоподібний, твердої консистенції, просідаючий.

ІГЕ-5: Суглинок лесоподібний, твердої консистенції, просідаючий.

ІГЕ-6: Суглинок лесоподібний, туго-пластичної консистенції, непросідаючий.

ІГЕ-7: Супісок від твердої до пластичної консистенції.

ІГЕ-8: Суглинок м'яко-пластичної консистенції.

Розташування, потужність та механічні властивості ґрунтових шарів відповідають даним інженерно-геологічних вишукувань. Розрахунки напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій з ґрунтовою основою виконувались методом скінчених елементів (МСЕ) у тривимірній постановці. Виконувалося згущення сітки по периметру конструкцій силосу, безпосередньо під фундаментною плитою та галереєю, а також під вістрям паль

Несуча здатність паль та розрахункове навантаження на палі визначене за формулами норм [6] та становить відповідно $Fd=450 \text{ кН}$ та $N=320 \text{ кН}$. Для підтвердження несучої здатності паль було запропоновано виконати натурні випробування паль статичним навантаженням згідно окремо розробленої програми випробування.

Спершу були проведені розрахунки із застосуванням параметрів ґрунтів, які визначені за лабораторними методами (Табл. 1).

В результаті попередніх досліджень було встановлено, що перерозподіл зусиль між палями (Рис. 6,а) розподіляється наступним чином. Найбільші зусилля в палях виявилися в зоні виходу галереї (50...58 тс). Це пояснюється тим, що в даних місцях присутня концентрація жорсткості конструкцій та палі є контурними, які навантажуються в більший мірі за рахунок роботи їх бічної поверхні. Також найбільші зусилля в палях фіксуються в середній зоні фундаментної плити в межах найбільшого їх завантаження (42...47 тс). В інших зонах зусилля в палях знаходяться в межах 35...39 тс.

Аналізуючи осідання фундаментних конструкцій, показано, що максимальні значення формуються в центральній зоні фундаментної плити та становлять 43 мм, а мінімальні – на контурі плити із значеннями 23 мм (Рис. 5,а). Дані значення не виходять за межі допустимих.

При аналізі згинальних моментів M_x , M_y у фундаментній плиті встановлено, що їх переважаючі значення знаходяться в середній зоні фундаментної плити, які відповідають площі робочої арматури $20,11 \text{ см}^2$ (Рис. 7,а). Максимальні значення розташо-

вані в зоні концентраторів зусиль в зоні виходу галереї та відповідають площі робочої арматури $34,60 \text{ см}^2$.

Дослідження напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій силосу показало, значення внутрішніх зусиль у фундаментній плиті перевищують величини, які були визначені на інших аналогічних об'єктах, але в інших ґрунтових умовах. Значення згинальних моментів відповідали площі робочої арматури $8...13 \text{ см}^2$, що значно менше отриманих даних на об'єкті дослідження.

Тому постало завдання вияснити в чому причина таких суттєвих збільшень згинальних моментів у фундаментній плиті, адже витрати на армування фундаментної будувати значно збільшені. Для цього було проведено уточнення параметрів ґрунтів польовими методами шляхом проведення статичного зондування. Результати отриманих характеристик ґрунтів польовими методами наведені в Табл. 1. Також для зменшення осідання фундаментної плити та включення її в роботу було прийняте рішення про ущільнення ґрунтів основи безпосередньо під плитою. Як видно з таблиці, модуль деформації «E» несучих ґрунтів збільшився в 1,8...2,4 рази по відношенню до значень, визначених лабораторними методами. В основі палі модуль деформації «E» ґрунтів збільшився в 2,1...2,5 рази.

Наступним етапом стало проведення серії розрахунків числовим методом з оновленими параметрами ґрунтів, які визначені польовими методами за статичним зондуванням. Інші вихідні дані не змінювалися.

В результаті виконаних досліджень встановлено, що максимальні осідання фундаментної плити зменшилися на 38% та становлять 31 мм, мінімальні – на 43 % та становлять 16 мм (Рис. 5, б). Це пояснюється покращенням параметрів ґрунтів безпосередньо під підшовою фундаментної плити.

Перерозподіл зусиль в палях (Рис. 6, б) має аналогічний характер як і при першому розрахунку, але відмічаємо що значення зусиль зменшилися практично у всіх палях на 5...10 %, а в окремих палях до 15 %.

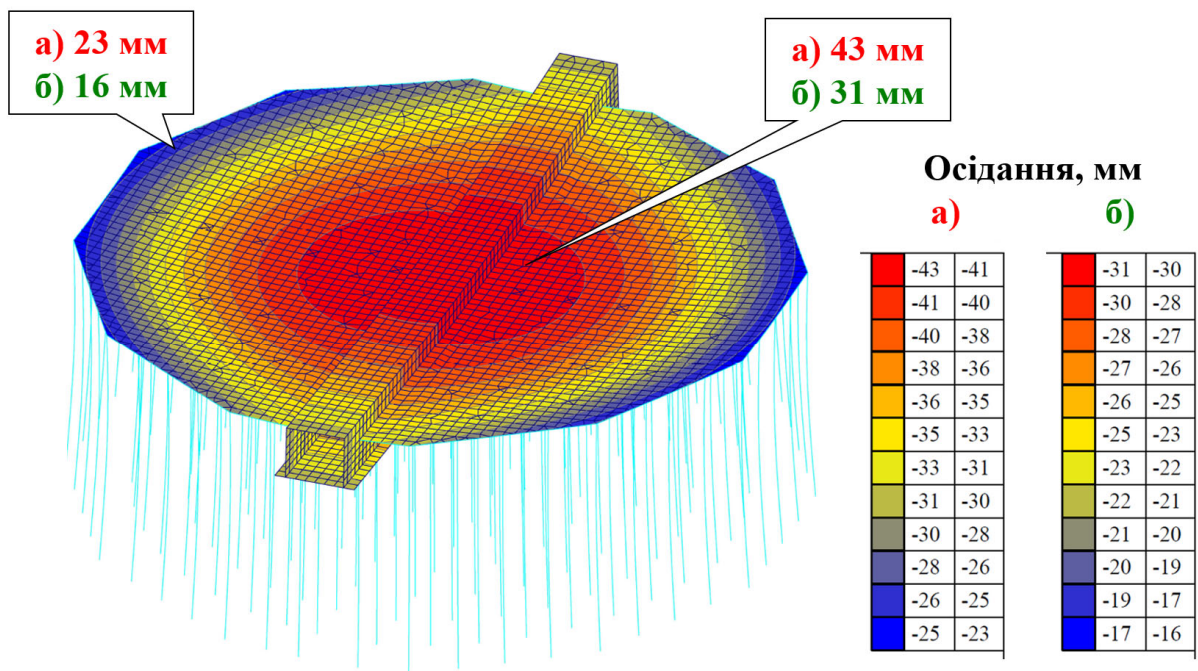


Рис.5. Осідання фундаментних конструкцій: *a* – параметри ґрунтів визначені лабораторними методами; *b* – параметри ґрунтів визначені польовими методами.

Fig.5. Settlement of foundation structures: *a* – soil parameters are determined by laboratory methods; *b* – soil parameters are determined by field methods.

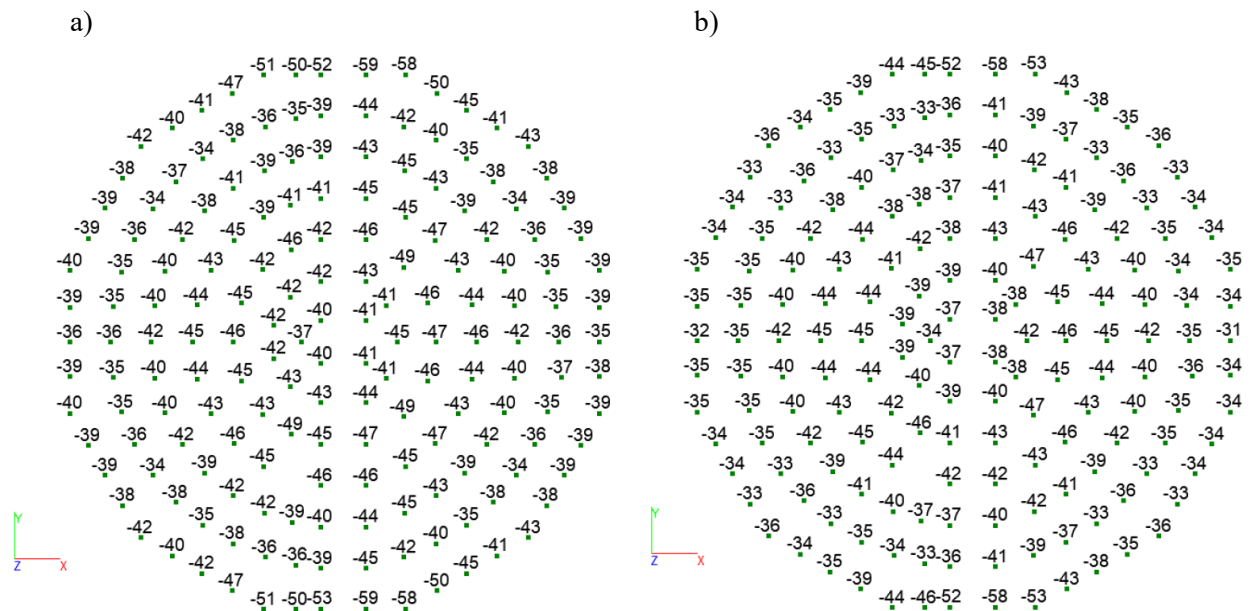


Рис.6. Зусилля в палях (тс): *a* – параметри ґрунтів визначені лабораторними методами; *b* – параметри ґрунтів визначені польовими методами.

Fig.6. Forces in the piles (ts): *a* – soil parameters are determined by laboratory methods; *b* – soil parameters are determined by field methods.

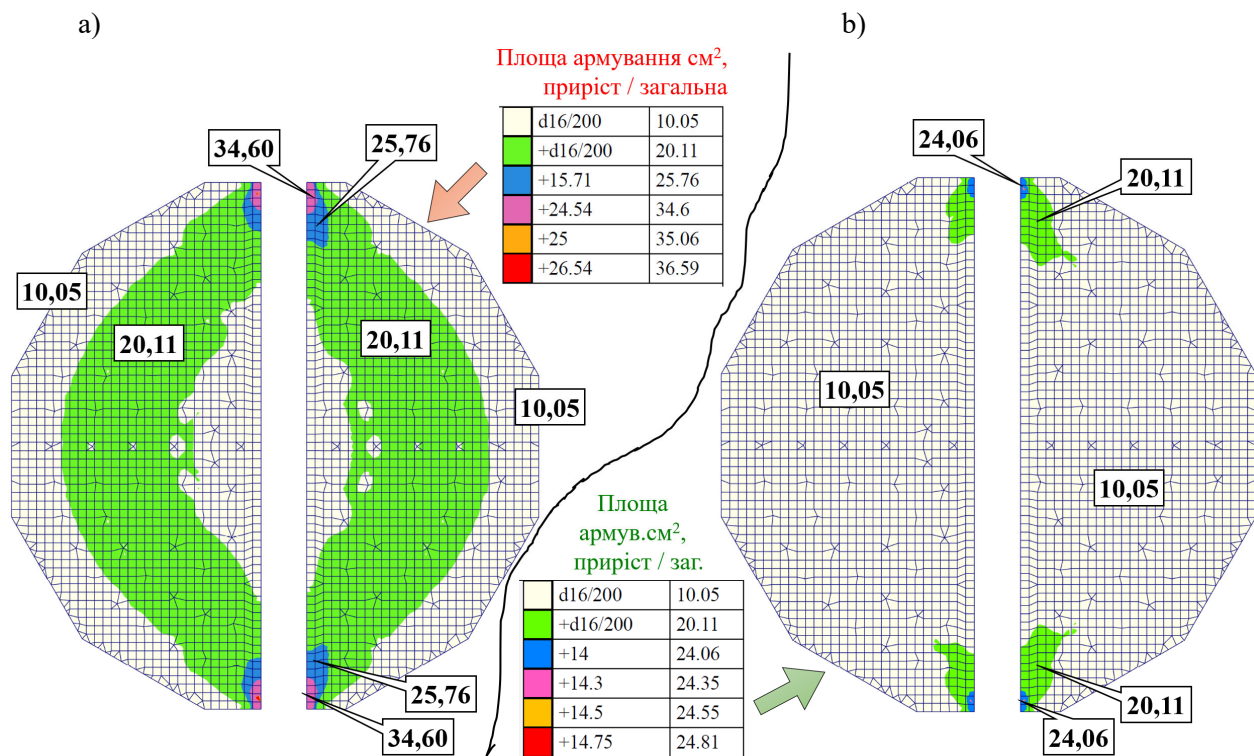


Рис.7. Площа робочої арматури у фундаментній плиті, нижня зона по осі «X» (см²): *a* – параметри ґрунтів визначені лабораторними методами; *b* – параметри ґрунтів визначені польовими методами.

Fig.7. The area of the working reinforcement in the foundation slab, the lower zone along the «X» axis (cm²): *a* – soil parameters are determined by laboratory methods; *b* – soil parameters are determined by field methods.

Найменше зменшення зусиль в палях (1...2 %) відбулося в межах проходження галереї. Це пов'язано з тим, що частина навантаження від зерна та конструкції силосу передалося на підсилену основу через фундаментну плиту.

Зміна параметрів ґрунтів суттєво вплинула на згинальні моменти у фундаментній плиті (Рис. 7, б). Як видно з ізополів розповсюдження робочої арматури, їх значення в переважній більшості не перевищує 10,05 см², що менше за попереднє значення в два рази. В зонах виходу галереї (зони концентрації) площа робочої арматури становить 20,11 см², а в пікових місцях – 24,06 см², що менше попереднього значення відповідно на 28 % та 44 % і значно наближає отримані дані до результатів, які не одноразово застосовувалися у практиці.

Тому саме всебічне дослідження інженерно-геологічних умов будівельного майданчика та детальний аналіз впливу параметрів ґрунтів на перерозподіл зусиль у фун-

даментних конструкціях дали змогу отримати надійні та економічні рішення фундаментів зерносушильних комплексів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені дослідження дають змогу зробити наступні висновки:

Результати розрахунків показали, що при врахуванні різних параметрів ґрунтів, які отримані на основі лабораторних та польових досліджень (зондуванням), одержано принципово різні НДС у фундаментах зерносушильних комплексів. Це підтверджує вплив параметрів ґрунтів на формування напружено-деформованого стану.

Встановлено, що при збільшенні параметрів міцності ґрунтів основи в середньому у 2 рази зменшується осідання фундаментної плити в межах 40 %. При цьому армування нижньої зони плити зменшується вдвічі: при лабораторному методі визначення площа арматури становить 20,11 см², а при

польовому методі визначення (за даними зондування) площа арматури становить $10,05 \text{ см}^2$. Це проходить за рахунок включення в роботу ґрунту під плитою, яка стає плитою на пружній основі, а не лише на окремих порах (палях). Саме цей фактор пояснює розвантаження паль в межах 5...10 % через включення плити в роботу. Конструкція галереї спрацювала як ферма (балка Віренделя): низ розтягнений пояс, верх стиснутий, що вносить характер формування НДС фундаментної плити, що часом не враховується проектувальниками.

Для надійного та економічного проектування фундаментів зерносушильних комплексів необхідно проводити комплексні числові розрахунки з врахуванням комбінації складного завантаження і розвантаження, а також використовуючи різні параметри ґрунтів основи. Для цього необхідно проводити всебічну оцінку ґрунтових умов будівельного майданчика, використовуючи різні методи дослідження, як лабораторні, так і польові.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П.Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
2. Бойко І.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – М.: НИИОСП, 1988. – 372с.
3. Винников Ю.Л. Розрахунок фундаментної плити силосів на армованій стохастичній основі / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, В.І. Марченко // *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. – Дніпро: ДНУЗТ, 2012. – Вип. 3. – С. 26 – 32.
4. Зоценко М.Л. Сучасні проблеми пальового фундаментобудування / М.Л. Зоценко // *Будівельні конструкції*. – К.: НДІБК. – 2004. – Вип.61. – т.2. – С. 33-39.
5. Зоценко М.Л. Особливості визначення осідань основ плитних фундаментів зернохранилищ силосного типу / М.Л. Зоценко, Ю.Л. Винников, С.Ф. Пічугін, М.В. Бібік, В.І. Марченко, М.І. Лапін // *Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)*. – Полтава: ПНТУ, 2009. – Вип. 2 (27). – С. 101 – 110.

6. Основы та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
7. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатопаловою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлуцький Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.
8. Сахаров В.О. Моделирование взаимодействия пальового фундамента с нелинейной основой в условиях пригрузки: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Владимир Александрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с.
9. Улицкий В.М. Расчеты и интерактивный мониторинг при строительстве зданий в сложных грунтовых условиях / В.М. Улицкий, К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин // *Технологии безопасности и инженерные системы № 2(13)*. – С-Пб: Стройиздат. – 2007. – С. 16-19.
10. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics № 62*. – 1992. – p. 316-328.

REFERENCES

1. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkamy z yikh osnovoiu [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
2. Boyko I.P. (1988). Svajnye fundamente na nelinejno-deformiruемом osnovanii [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. *Dys. doktora tekhn. nauk: 05.23.02*. Moscow: NIIO SP, 372 (in Russian).
3. Vynnykov Y.L., Kharchenko M.O., Marchenko V.I. (2012). Rozrakhunok fundamentnoi plyty sylosiv na armovanii stokhastychnii osnovi [Design of foundation plate of grain silage on reinforced stochastic soil base]. *Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka*. Dnipro: DNURT, 2, 26-32 (in Ukrainian).
4. Zotsenko M.L. (2004). Suchasni problem pal'ovogo fundamentobuduvannya [Modern problems of pile foundation buildings]. *Budivelnii konstruktsii*. Kyiv: NDIBK, 61 (2), 33-39 (in Ukrainian).

5. Zotsenko M.L., Vynnykov Y.L., Pichuhin S.F., Bibik M.V., Marchenko V.I., Lapin M.I. (2009). Osoblyvosti vyznachennia osidan osnov plytnykh fundamentiv zernoskhovyshch sylosnoho typu [Peculiarities of determining the subsidence of the foundations of slab foundations of grain-silo-type storages]. *Zbirnyk naukovykh prats (haluzeve mashynobuduvannia, budivnytstvo)*. Poltava: PNTU, 2 (27), 101-110 (in Ukrainian).
6. Osnovy ta fundamenti sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
7. Pidlutskyi V.L. (2013). Vzayemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).
8. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzayemodiyi paljovogo fundamentu z nelinejnoyu osnovoyu v umovakh prybudovy [Modeling of the interaction of a pile foundation with a nonlinear basis in the conditions of an extension]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 215 (in Ukrainian).
9. Ulitskiy V.M., Shashkin K.G., Shashkin A.G. (2007). Raschjoty i interaktivnyj monitoring pri stroitel'stve zdaniy v slozhnykh gruntovykh usloviyakh [Calculations and interactive monitoring during the construction of buildings in difficult ground conditions]. *Tekhnologii bezopasnosti i inzhenernye sistemy*. S-Petersburg: Strojizdat, 2(13), 16-19 (in Russian).
10. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.

by the finite element method were carried out: 1) using the characteristics of soils, which were determined by laboratory methods; 2) using the characteristics of soils, which are determined by field methods. The stress-strain state of the foundation structures of the grain drying complex is analyzed in the work, namely: redistribution of forces in the piles, subsidence of the foundation structures, bending moments and the area of working reinforcement in the foundation slab.

The paper emphasizes the use of pile foundations for grain drying complexes due to the emergence of many negative factors in the installation of slab foundations. The main ones are: low soil indicators in the upper zone of the soil massif; construction of several silos next to each other, which determines their interaction; uneven loading - unloading of silos; the choice of calculation method, which correctly describes the parameters of the soil and the stages of loading and unloading of silos. The paper also presents problematic issues in the design of pile foundations for grain dryers. The results of the study of the formation of the stress-strain state of the foundation structures at different soil parameters are presented.

The study was conducted in clay soils of solid and semi-solid consistency. The pile foundation is based on hard sandy loams and soft-plastic loams.

The paper shows that with increasing soil parameters of the base decreases the subsidence of the foundation slab. The redistribution of forces between the piles has a similar character, but due to the increased rigidity of the base, the foundation plate transfers the load to the base, so almost all piles are unloaded within 5... 10%. At the same time bending moments in the base plate are reduced that demands reduction of reinforcement by working armature. This allows you to design reliable and economical solutions for pile foundations of grain dryers.

Key words. Pile foundation, soil parameters, grain drying complex, silage, numerical modeling.

Formation of stress-strain state in the foundations of grain drying complexes when changing soil parameters

Vasyl Pidlutskyi,
Oleksandr Lytvyn

Summary. The work of the pile foundation of the grain drying complex when changing the parameters of soils determined by laboratory and field methods has been studied. Two variants of calculations with the help of numerical modeling

Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі

Ірина Жупаненко

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
zhupanenko.iv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-6167-6552

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.64-71

Анотація. Не зважаючи на значний прогрес в розвитку методів розрахунку ґрунтової основи в єдиній розрахунковій моделі з конструкціями споруди і можливість виконувати розрахунки в тривимірній постановці, найбільш популярною в спільноті інженерів-проектувальників залишається розрахункова модель плити на пружній основі. Це пояснюється простотою реалізації такої моделі. Певно, найбільші труднощі застосування такої моделі полягають у визначенні коефіцієнтів піддатливості основи (коефіцієнтів постелі).

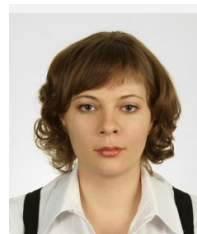
В даній роботі проведено дослідження достовірності різних методик визначення коефіцієнтів постелі при різних варіантах ґрунтових умов.

В роботі проведено чисельний аналіз характеристик напружено-деформованого стану (величини осідань, реактивного тиску і зусиль) в трьох фундаментних плитах різної геометрії та при різних інженерно-геологічних умовах майданчику забудови.

Розглянуто однорідну основу, складену лесовими ґрунтами, неоднорідну основу, складену почерговим нашаруванням як зв'язних (суглинок і супісок) так і незв'язних (пісок дрібний) ґрунтів і близьку до однорідної основу, складену супіском і суглинком.

Дослідження проводилось за допомогою програмно-обчислювального комплексу ЛІРА САПР 2016. Розрахунки виконано трьома методами визначення коефіцієнтів постелі (піддатливості основи):

- модель з двома коефіцієнтами постелі, які для неоднорідних ґрунтів визначаються по усередненим в межах глибини стисливої товщі значенням модуля деформації та коефіцієнта Пуассона;
- модель з одним коефіцієнтом постелі;



Ірина Жупаненко
доцент кафедри
опору матеріалів
к.т.н., доц.

- модель з двома коефіцієнтами постелі, які визначаються по усередненим значенням модуля деформації та коефіцієнта Пуассона при введенні поправочного коефіцієнту до модуля деформації.

Проаналізовано збіжність абсолютних величин контрольованих параметрів, отриманих за допомогою зазначених вище методик, в залежності від виду ґрунтової основи та характеру нашарувань ґрунтів в межах стисливої товщі.

Встановлено залежність збіжності отриманих за різними методиками характеристик напружено-деформованого стану плити від однорідності ґрунтів основи.

Ключові слова. Фундаментна плита, плита на пружній основі, коефіцієнти постелі, чисельне моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Невід'ємним етапом проектування будь-якої будівлі чи споруди є чисельне моделювання роботи конструкцій з врахуванням їх взаємодії з ґрунтовою основою. При цьому на сьогоднішній день немає єдиної загальновизнаної методики представлення ґрунтової основи в загальній розрахунковій схемі будівлі чи споруди.

Варто зазначити, що при виборі тієї чи іншої моделі ґрунтової основи, інженер-

проектувальник в першу чергу керується можливістю виконувати статичні, конструктивні розрахунки та комплект креслень в якомога меншій кількості програм, використовуючи одну і ту ж графічну модель. З цих міркувань однією з найбільш часто вживаних є модель плити на пружній основі, реалізована в програмних комплексах, що базуються на методі скінченних елементів.

При цьому виникає проблема вибору коефіцієнтів постелі такої основи, які б адекватно відтворювали реальні властивості ґрунтового масиву. Ці коефіцієнти не можливо отримати безпосередньо з фізико-механічних характеристик ґрунтів і, на жаль, на сьогоднішній день жоден нормативний документ не дає рекомендацій щодо методики визначення коефіцієнтів постелі пружної основи ні для найпростішого випадку однорідної ґрунтової основи, ні, тим паче, для найбільш поширеної на практиці багатопшарової основи.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Реалізація в обчислювальних програмних комплексах (таких, зокрема, як «ЛІРА» чи «SCAD Office») спрощеної моделі ґрунтової основи з використанням коефіцієнтів постелі дало поштовх значній кількості чисельних досліджень з порівнянням методик визначення коефіцієнтів піддатливості основи, наприклад [1-3].

Результатом таких досліджень є, по-суті, рекомендація варіативного методу розрахунку коефіцієнтів піддатливості основи з наступним вибором найбільш не вигідних комбінацій контрольованих параметрів як найбільш надійний спосіб вирішення практичних задач.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити збіжність характеристик напружено-деформованого стану фундаментної плити, отриманих із застосуванням різних моделей ґрунтової основи, реалізованих в програмному комплексі «ЛІРА».

На прикладі трьох фундаментних плит

дослідити критерії вибору того чи іншого способу визначення коефіцієнтів постелі в залежності від виду навантаження та ґрунтових умов майданчика.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Об'єктом дослідження даної роботи є три фундаментні плити різної конфігурації в плані. Всі об'єкти, що розглядаються, територіально розташовані в межах Київської області, проте інженерно-геологічні умови майданчиків будівництва суттєво різняться. Перший об'єкт – назовемо його плита №1 – фундаментна плита під двоповерховий житловий будинок. Конструктивна схема будівлі стінова, навантаження на плиту передається по контуру стін. Конфігурація плити в плані та контур фундаментів під стіни показано на Рис. 1. Габаритні розміри плити 16,95×15,65 м. Будівля безпідвальна, глибина закладання підшви плити -2,00 м, що відповідає абсолютній відмітці 144,8 м.

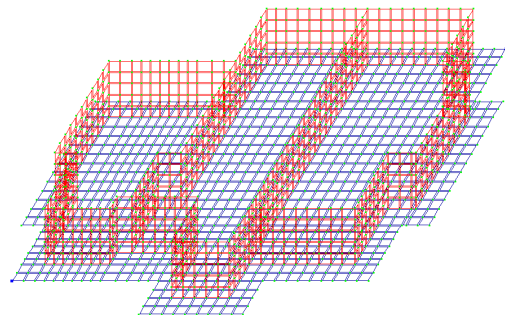


Рис.1. Загальний вигляд плити № 1.

Fig.1. General view of the slab № 1.

Другий об'єкт – плита №2 – фундаментна плита під одноповерховий житловий будинок. Конструктивна схема будівлі каркасно-стінова, навантаження на плиту передається по контуру стін та на стовпи. Конфігурація плити в плані та контур фундаментів під стіни і стовпи показано на Рис. 2. Габаритні розміри плити 14,80×14,16 м. Будівля безпідвальна, глибина закладання підшви плити -1,50 м, що відповідає абсолютній відмітці 96,7 м.

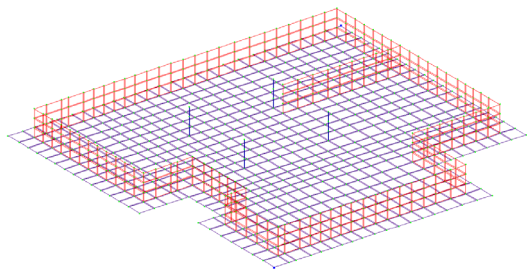


Рис.2. Загальний вигляд плити № 2.
Fig.2. General view of the slab № 2.

Третій об'єкт – плита №3 – фундаментна плита під вежу висотою 29 м. Конструктивна схема будівлі стінова, навантаження на плиту передається по контуру стін сходової клітки. Конфігурація плити в плані та контур фундаментів під стіни показано на Рис. 3. Габаритні розміри плити 6,16×8,25 м. Будівля має підвал, глибина закладання підшви плити -4,00 м, що відповідає абсолютній відмітці 160,93 м.

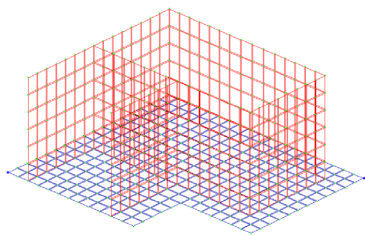


Рис.3. Загальний вигляд плити № 3.
Fig.3. General view of the slab № 3.



Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва № 1.
Fig.4. Engineering-geological section of the construction site № 1.

Інженерно-геологічні умови майданчиків будівництва плити №1, плити №2 та плити №3 показано на Рис. 4, Рис. 5 та Рис. 6 відповідно.

В Табл. 1, 2, 3 наведено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи для майданчиків будівництва плити № 1, плити № 2 та плити № 3 відповідно.



Рис.5. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва № 2.
Fig.5. Engineering-geological section of the construction site № 2.

Свердловина № 1:
Глибина свердловини: 9,00 м.
Абс. відмітка устя свердловини: 164,50
Абс. відмітка забою свердловини: 155,50

Бук. позначення ґрунту	№ ПГЕ	Глибина в м.		Потужність м.	Абс. відм. підошви шару, м.	Геологічно-літологічний розріз	Найменування порід та їх опис	Рівень ґрунтових вод	
		від	до					ЗРГВ	СРГВ
t H	①	0,00	2,70	2,70	161,80		Техногенні відклади - насипний шар ґрунту: суглинок твердої консистенції з домішками органічних решовин: 3,2% та вмістом будівельного сміття. На глибині 2,00-2,70м, супісок пластичної консистенції з вмістом будівельного сміття.	Не виявлені	
aPIIIvI	②	2,70	4,10	1,40	160,40		Суглинок напівтвердої консистенції з прошарками супіску, непросідаючий.		
	③	4,10	6,40	2,30	158,10		Супісок моренний, пластичної консистенції, непросідаючий.		
gPIIdn	④	6,40	9,00	2,60	155,50		Суглинок моренний, напівтвердої консистенції, непросідаючий.		

Рис.6. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва № 3.
Fig.6. Engineering-geological section of the construction site № 3.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика №1
Table 1. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site №1

№ ІГЗ	Усл. обозн.	Наименование грунта	Цвет	Модуль деформации, т/м**2	Коеффициент Пуассона	Удельный вес грунта, т/м**3	Коеффициент перехода ко 2 модулю деформации	Природная влажность, доли	Показатель текучести IL	Вода Лесс	Коеффициент пористости e	Удельное сцепление Rc, т/м**2	Угол внутреннего трения φ_i , °	Предельное напряжение растяжения Rs, т/м**2
1		Насипний		950	0.3	1.6	5	0.09	-0.67		0.8	1.2	23	0.3
2		Суглинок напівтве		1400	0.35	1.75	5	0.2	0.23	W	0.84	2.2	22	0.3
3		Супісок твердий		950	0.3	1.6	5	0.09	-0.67	WL	0.8	1.2	23	0.33
4		Суглинок тугоплас		1700	0.35	1.81	5	0.18	0.15	W	0.75	2.5	23	0.35

Табл. 2. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика №2
Table 2. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site №2

№ ІГЗ	Усл. обозн.	Наименование грунта	Цвет	Модуль деформации, т/м**2	Коеффициент Пуассона	Удельный вес грунта, т/м**3	Коеффициент перехода ко 2 модулю деформации	Природная влажность, доли	Показатель текучести IL	Вода Лесс	Коеффициент пористости e	Удельное сцепление Rc, т/м**2	Угол внутреннего трения φ_i , °	Предельное напряжение растяжения Rs, т/м**2
1		Насипний		1000	0.3	1.8	5	0.248	0.35		0.788	21	20	3.3
2		Суглинок тугоплас		1400	0.35	1.89	5	0.248	0.35		0.788	21	20	3.3
3		Супісок твердий		1500	0.35	1.81	5	0.159	-0.1		0.718	14	25	1.71
4		Пісок дрібний		2600	0.3	1.69	5	0.063		W	0.667	1	31	0.1
5		Пісок дрібний		1800	0.3	1.9	5	0.252			0.743	0.1	28	0.1
6		Суглинок мяккопла		1200	0.35	1.84	5	0.199	0.69		0.765	19	17	3.6

Табл. 3. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика №3
Table 3. Indicators of physical and mechanical properties of the soils of the site №3

№ ІГЗ	Условное обозначение	Наименование грунта	Цвет	Модуль деформации, т/м**2	Коеффициент Пуассона	Плотность грунта, т/м**3	Коеффициент перехода до 2-го модуля деформации	Природная влажность, доли	Показатель текучести IL	Вода Лес	Коеффициент пористости e	Питомое сцепление Rc, т/м**2	Угол внутреннего трения φ_i , °	Граничное напряжение растяжения Rs, т/м**2
1		Насипний		1000	0.3	1.8	5	0.05	0.2		0.7	0.5	16	0.1
2		Суглинок напівтвердий		1500	0.35	1.8	5	0.15	0.17		0.71	1.34	21	0.4
3		Супісок пластичний		2900	0.3	1.95	5	0.11	0.14		0.57	0.34	25	0.16
4		Суглинок напівтвердий		2300	0.35	1.89	5	0.14	0.2		0.643	1.78	24	0.4

Характеристики напружено-деформованого стану фундаментних плит, що є об'єктом дослідження, отримані в програмно-обчислювальному комплексі ЛІРА САПР 2016. В даному комплексі для сумісного розрахунку ґрунтів основи та конструкцій споруди використовуються дві спрощені моделі: модель Горбунова-Посадова [4] та модель Пастернака [5]. При цьому піддатливість основи моделюється коефіцієнтами постелі $C1$ та $C2$, які визначаються декількома методиками.

Метод 1 і 3 реалізує модель Пастернака. Для обчислення коефіцієнтів постелі використовуються осереднені (в межах зафіксованої глибини стискуваної товщі H_c) значення модуля деформації E_{zp} та коефіцієнта Пуассона m_{zp} . Ці значення визначаються за формулами норм (ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти. Основні положення про-

ектування):

$$E_{zp} = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_{zp,i} h_i}{H_c}; \quad m_{zp} = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i h_i}{H_c},$$

де H_c – глибина стискуваної товщі; h_i , E_i – товщина і модуль деформації i -го шару ґрунту відповідно; $\sigma_{zp,i}$ – середнє значення додаткового вертикального тиску в i -му шарі ґрунту.

В методі 3 для визначення середнього модуля пружності вводиться поправочний коефіцієнт, що враховує наростання модуля деформації по глибині і приймається, що додатковий вертикальний тиск по глибині розподіляється рівномірно. Тоді:

$$E_{zp3} = \frac{H_c}{\sum_{i=1}^n h_i / u_i E_i}, \quad u = \frac{11z^2}{H_c^2} + 1.$$

Коефіцієнти постелі визначаються за формулою:

$$C1 = \frac{E_{zp}}{H_C(1 - 2m_{zp}^2)},$$

$$C2 = \frac{C1 \cdot H_C^2(1 - 2m_{zp}^2)}{6(1 + 2m_{zp})}.$$

Метод 2. Визначається лише один коефіцієнт постелі $C1$ за формулою Вінклера:

$$C1 = \frac{q}{S},$$

де q – середній тиск під подошвою фунда-

ментів, S – осідання основи. В рамках даного дослідження проведено аналіз збіжності результатів розрахунку плит по описаних вище методиках в залежності від конфігурації плити в плані та від інженерно-геологічних умов майданчиків забудови.

Основний інтерес представляє збіжність максимальної величини осідання плити, величини реакції пружної основи та зусиль в плиті. Відповідні результати для плити № 1, плити № 2 та плити № 3 наведено в Табл. 4, Табл. 5 та Табл. 6 відповідно.

Табл. 4. Екстремальні значення характеристик напружено-деформованого стану плити № 1
Table 4. Extreme values of the characteristics of the stress-strain state of the slab № 1

	Абсолютне значення			Співвідношення в долях		
	Метод 1	Метод 2	Метод 3	Метод 1	Метод 2	Метод 3
$U_z, \text{мм}$	32,3	25,2	12,5	1	0,780	0,387
$R_z, \text{т/м}^2$	6,35	12,4	6,53	1	1,953	1,028
$M_x, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	2,02	4,52	1,52	1	2,238	0,752
$M_y, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	1,22	2,58	1,05	1	2,115	0,861
$M_{xy}, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,63	1,65	0,48	1	2,619	0,762

Табл. 5. Екстремальні значення характеристик напружено-деформованого стану плити № 2
Table 5. Extreme values of the characteristics of the stress-strain state of the slab № 2

	Абсолютне значення			Співвідношення в долях		
	Метод 1	Метод 2	Метод 3	Метод 1	Метод 2	Метод 3
$U_z, \text{мм}$	13,0	9,55	4,7	1	0,735	0,362
$R_z, \text{т/м}^2$	5,08	7,62	5,29	1	1,5	1,041
$M_x, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	1,31	1,7	0,81	1	1,298	0,618
$M_y, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	1,05	2,29	0,89	1	2,181	0,848
$M_{xy}, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	0,91	1,35	0,49	1	1,484	0,538

Табл. 6. Екстремальні значення характеристик напружено-деформованого стану плити № 3
Table 6. Extreme values of the characteristics of the stress-strain state of the slab № 3

	Абсолютне значення			Співвідношення в долях		
	Метод 1	Метод 2	Метод 3	Метод 1	Метод 2	Метод 3
$U_z, \text{мм}$	38,3	23	15,7	1	0,601	0,410
$R_z, \text{т/м}^2$	19,4	34,5	19,1	1	1,778	0,985
$M_x, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	5,93	4,67	5,66	1	0,788	0,954
$M_y, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	7,49	7,42	7,12	1	0,991	0,951
$M_{xy}, (\text{т}\cdot\text{м})/\text{м}$	2,19	1,89	2,03	1	0,863	0,927

Для порівняння також береться до уваги характер розподілу вертикальних переміщень (величини осідань) плити. Ізополя вертикальних переміщень плити, отриманих 1 методом розрахунку (модель Пастер-

нака) та 2 методом розрахунку (модель Вінклера) показані на Рис. 7, Рис. 8 та Рис. 9 для плити № 1, плити № 2 та плити № 3 відповідно.

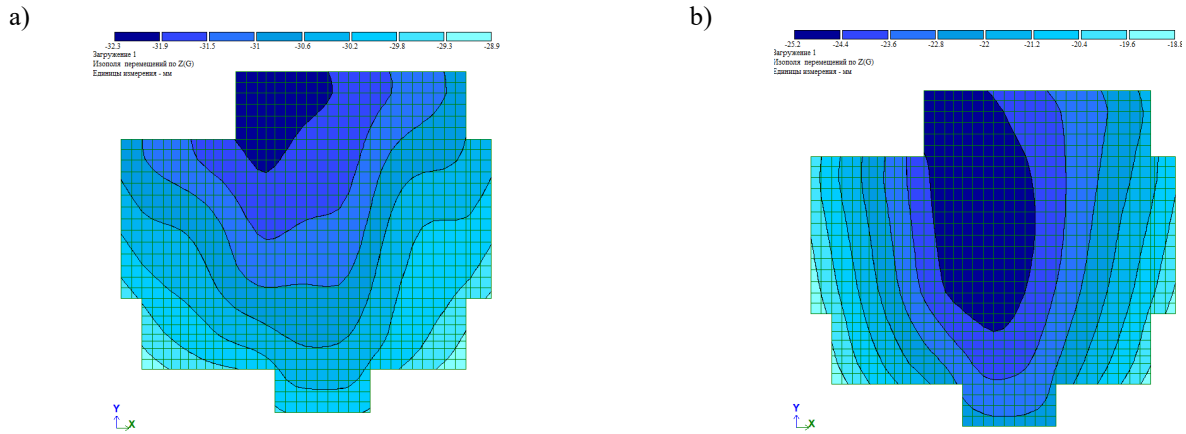


Рис.7. Ізополя переміщень по z (осідання) плити №1: a – 1 метод розрахунку (модель Пастернака); b – 2 метод розрахунку (модель Вінклера).

Fig.7. Isopoles of displacements along z (subsidence) slab №1: a – 1 calculation method (Pasternak model); b – 2 calculation method (Winkler model).

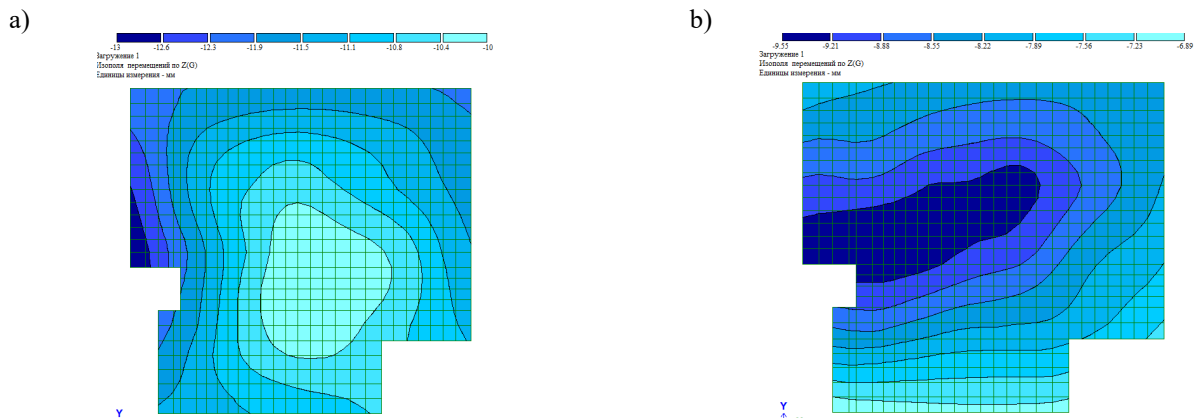


Рис.8. Ізополя переміщень по z (осідання) плити № 2: a – 1 метод розрахунку (модель Пастернака); b – 2 метод розрахунку (модель Вінклера).

Fig.8. Isopoles of displacements along z (subsidence) slab № 2: a – 1 calculation method (Pasternak model); b – 2 calculation method (Winkler model).

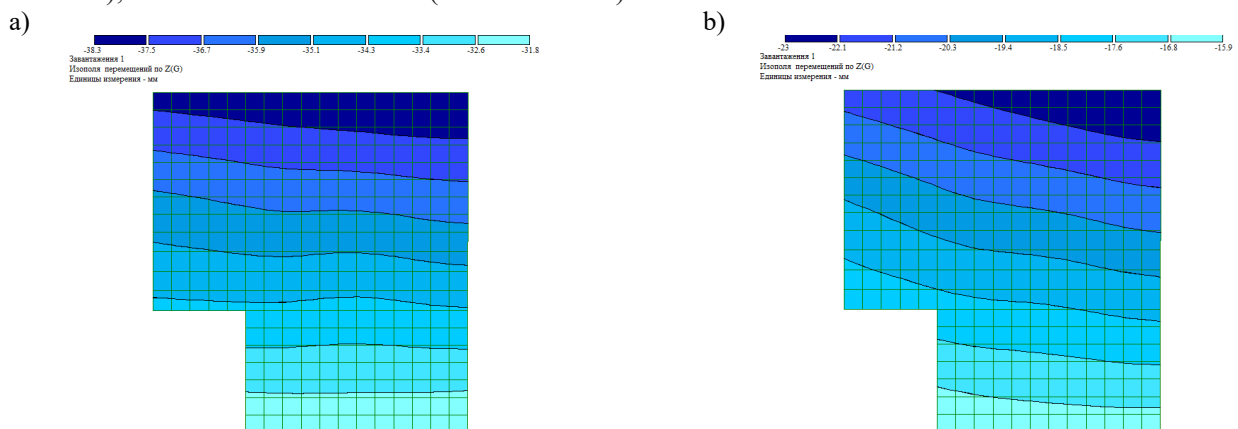


Рис.9. Ізополя переміщень по z (осідання) плити № 3: a – 1 метод розрахунку (модель Пастернака); b – 2 метод розрахунку (модель Вінклера).

Fig.9. Isopoles of displacements along z (subsidence) slab № 3: a – 1 calculation method (Pasternak model); b – 2 calculation method (Winkler model).

Як видно з Рис. 7 – 9, ізополя розподілу осідань, отримані для моделі Пастернака і для моделі Вінклера, подібні для 1-ї та 3-ї плити і кардинально різняться між собою для 2-ї. Це нашоує на сумніви щодо можливості застосування таких спрощених моделей для розрахунку неоднорідних основ.

Найкраща збіжність як розподілу осідань так і характеристик напружено-деформованого стану плити (див. Табл. 4-6) спостерігається для плити №3. Це, на думку автора, пояснюється тим, що основа цієї плити близька до однорідної.

При цьому основа плити №1 теж однорідна, але складена лесовим просідаючим ґрунтом, для якого отримані розрахунком зусилля в плиті відрізняються більше, ніж в 2 рази, розподіл осідань, отриманий по моделі з двома коефіцієнтами постелі теж суттєво відрізняється від отриманого по моделі Вінклера.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

В даній роботі проведені чисельні дослідження характеристик напружено-деформованого стану фундаментних плит, отриманих для розрахункової моделі плити на пружній основі. Розглянуто різні варіанти нашарування ґрунтів основи і для кожного варіанту інженерно-геологічних умов проаналізовано збіжність результатів, отриманих за трьома методиками визначення коефіцієнтів постелі.

Встановлено певну залежність збіжності результатів від однорідності ґрунтів основи: при неоднорідному нашаруванні ґрунтів різняться в рази не лише величини контрольованих параметрів (зусилля в плиті), але і характер розподілу осідань плити не є ідентичним при різних способах визначення коефіцієнтів постелі. З огляду на це можна зробити висновок, що область застосування розрахункової моделі плити на пружній основі обмежується однорідними або близькими до таких ґрунтовими умовами.

Варто відзначити суттєві відмінності характеру навантаження досліджуваних в даній роботі плит, що може мати певний

вплив на збіжність результатів їх розрахунку. Тому вбачається перспективним подальше дослідження методик розрахунку однієї і тієї ж плити при різних ґрунтових умовах майданчику.

ЛІТЕРАТУРА

1. Коляскина С.А. Исследование влияния вариантов расчета ґрунтового основания и методов расчета коэффициентов постели на напряженно-деформированное состояние здания / С.А. Коляскина, П.И. Егоров // *Ученые заметки ТОГУ*. – 2014. – т. 5. №2. – С. 21-34.
2. Федоров Д.А. Численное исследование задачи совместного расчета конструкций с основаниями по реализациям в вычислительных комплексах SCAD и «ЛИРА» / Д.А. Федоров, К.Г. Мокляк // *Известия высших учебных заведений. Строительство*. – 2011. – №12. – С. 97-104.
3. Кожанов Ю.А. Анализ напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции с учетом основания / Ю.А. Кожанов, А.Г. Ефименко, В. А. Загильский, А. П. Якубенко // *Вісник Придніпровської державної академії будівництва та архітектури*. – 2013. – №8 (185). – С. 42-47.
4. Горбунов-Посадов М.И. Расчет конструкций на упругом основании / М.И. Горбунов-Посадов, Т.А. Маликова, В. И. Соломин. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.
5. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. – М.: Гос. изд-во литературы по строительству и архитектуре, 1954. – 56 с.
6. Боговис В.Е. ЛИРА 9.4. Примеры расчета и проектирования: учебн. пособие / В.Е. Боговис и др. – Киев: ФАКТ, 2008. 280 с

REFERENCES

1. Kolyasina S.A., Egorov P.I. (2014). Issledovanie vliyaniya variantov rascheta gruntovogo osnovaniya i metodov rascheta koehfficientov posteli na napryazhenno-deformirovannoe sostoyanie zdaniya [Study of calculation options influence of a ground base and methods for calculation of subgrade coefficients to deflected mode of a building].

- Uchenye zametki TOGU*, V. 5. №2, 21-34. (in Russian).
2. Fedorov D.A., Moklyak K.G. (2011). Chislennoe issledovanie zadachi sovmestnogo rascheta konstrukcij s osnovanijami po realizaciyam v vychislitel'nykh kompleksakh SCAD i «LIRA» [Numerical research of problem united calculation constructions with foundation by realizations in computing systems SCAD and LIRA]. *Izvestiya vysshikh uchebnykh zavedenij. Stroitel'stvo*, 12, 97-104. (in Russian).
 3. Kozhanov Y.A., Efimenko A.G., Zagil'skiy V.A., Yakubenko A. P. (2013) Analiz napryazhenno-deformirovannogo sostoyaniya zhelezobetonnoj konstrukcii s uchetom osnovaniya [Analysis of the stress-strain state of the reinforced concrete structure with the subgrade]. *Visnik Pridniprovskoi derzhavnoi akademii budivnictva ta arkhitekturi*, 8(185), 42-47. (in Russian).
 4. Gorbunov-Posadov M.I., Malikova T.A., Solomin V.I (1984). Raschet konstrukcij na uprugom osnovanii [Calculation of structures on an elastic base], 679. (in Russian).
 5. Pasternak P.L. (1954) Osnovy novogo metoda rascheta fundamentov na uprugom osnovanii pri pomoshchi dvukh koefitsientov posteli [Fundamentals of a new method of calculating foundations on an elastic base using two bed coefficients], 56. (in Russian).
 6. Bogovis V.E. (2008) LIRA 9.4. Primery rascheta i proektirovaniya: uchebnoe posobie [LIRA 9.4. Examples of calculation and design], Kiev: FAKT, 280. (in Russian).

Numerical analysis of methods for calculating the soil base and methods for determining bed coefficients

Iryna Zhupanenko

Summary. Despite significant progress in the development of methods for calculating the soil base in a single calculation model with structures and the ability to perform calculations in three dimensions, the most popular in the community of design engineers remains the calculation model of the slab on an elastic basis. This is due to the simplicity of such a model. Probably, the greatest difficulty in applying such a model is to determine the coefficients of flexibility of the base (bed coefficients).

In this paper, a study of the reliability of differ-

ent methods for determining the coefficients of the bed under different variants of soil conditions

The paper determines and compares the characteristics of the stress-strain state (sedimentation values, reactive pressure and forces) in three foundation slabs of different geometry and under different engineering and geological conditions of the construction site.

A homogeneous base composed of loess soils, an inhomogeneous base composed of alternating layers of both cohesive (loam and sand) and incoherent (fine sand) soils and a close to homogeneous base composed of sand and soils are considered.

The research was conducted using the software and computer system LIRA SAPR 2016. Implemented three methods for determining the coefficients of the bed (the flexibility of the base):

- Pasternak model with two bed coefficients, which for inhomogeneous soils are determined by the values of the deformation modulus and Poisson's ratio averaged within the depth of the compressible thickness;

- Winkler model with one bed ratio;

- Pasternak model with two bed coefficients, which are determined by the average values of the deformation modulus and Poisson's ratio when introducing the correction factor to the deformation modulus.

The convergence of the absolute values of the controlled parameters obtained using the above methods, depending on the type of soil base and the nature of soil layers within the compressible layer, is analyzed.

The dependence of the convergence of the characteristics of the stress-strain state of the slab obtained by different methods on the homogeneity of the base soils is established.

Key words. Foundation slab, elastic slab, bed coefficients, numerical modeling.

Про вимоги щодо статей, які публікуються у науково-технічному збірнику «Основи та фундаменти»

Василь Підлуцький¹

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹vasiliytsar@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1936-3990

DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.72-79

Анотація. Перед початком роботи над статтею слід ознайомитись з вимогами щодо публікації статей в науково-технічному збірнику «Основи та фундаменти», заснованого Київським національним університетом будівництва і архітектури.

У збірнику вміщено статті, присвячені актуальним питанням геотехніки, наведено результати досліджень взаємодії елементів системи «основа – фундамент – надземні конструкції», впливу сейсмічних або інших динамічних навантажень, фундаментів на слабких ґрунтах, фундаментів глибокого закладання, утримуючих конструкцій, оцінки стійкості схилів зсувно-небезпечних територій, визначення параметрів ґрунтів польовими та лабораторними методами. Висвітлюються також інші проблеми геотехніки та фундаментобудування.

Збірник розрахований на наукових та інженерно-технічних працівників науково-дослідних, проектних та будівельних організацій. Видання здійснює публікації за спеціальностями:

192 «Будівництво та цивільна інженерія»,

194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології».

Стаття, яка подається до редакції має чітко відповідати цілям і спеціалізації збірника, має бути написана і оформлена у відповідності до вимог, які викладені в цій статті

До публікації приймаються оригінальні матеріали дослідницького та дискусійного характеру. Статті підлягають подвійному рецензуванню, у тому числі залученими редакцією незалежними фахівцями. Подавати наукову статтю рекомендується тільки в один збірник, що відповідає вимогам Міжнародних етичних стандартів, які забороняють одночасну публікацію статті в різних виданнях.



Василь Підлуцький
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.

Статті, надані для публікації в збірнику, обов'язково проходять процедуру попереднього розгляду. Після підтвердження про відповідність статті загальним вимогам та за наявності повного пакету документів, стаття передається на рецензію та проходить внутрішню редакційну обробку. Редакція залишає за собою право на незначне редагування та скорочення, зберігаючи при цьому головні результати та авторську стилістику.

При наявності у членів редколегії (наукових редакторів за відповідними напрямками) запитань до автора відносно певних положень статті, вона повертається автору на доробку або виправлення.

Редакційна колегія не несе відповідальності за зміст та авторство використаного матеріалу, але залишає за собою право не допустити статтю до друку в разі її невідповідності вищевизначеним вимогам.

Ключові слова. Анотація, вимоги до оформлення, структура статті, формат файлу, посилання, література, рецензування.

1. ВИМОГИ ДО ОФОРМЛЕННЯ ТА СТРУКТУРИ СТАТТІ

1.1. Вимоги до файлу.

Файл має бути створений у редакторі Word і збережений у форматі *.doc або *.docx.

Мінімальний розмір статті: 10 тис. друкованих знаків без пробілів (min 0,25 авт. арк. за вимогами МОНУ, рисунки, табл. враховуються), максимальний – 40 тис. знаків (1 авт. арк.).

Якщо передбачається публікація матеріалу частинами в декількох випусках збірника, то кожен частину слід завершувати поміткою «Продовження (закінчення) буде». На сторінках з початком кожної наступної частини матеріалу, що публікується, в підстрочному зауваженні або перед текстом роблять помітку «Продовження (закінчення)» та вказують номер випуску видань, в якому надруковані попередні частини цього матеріалу.

1.2. Вимоги до формату та оформлення.

1) Формат А4, верхнє та нижнє поля 2,5 см, ліве та праве 2 см, колонтитули 1,3 см; шрифт тексту усієї статті Times New Roman;

розмір основного тексту статті 12пт;

розмір анотацій, ключових слів і літератури 11пт;

міжрядковий інтервал – «одинарний»;

абзацний відступ 0,5 см.

2) Статтю (*.doc, *.docx) форматують у дві колонки по 8 см з проміжком 1 см; встановлюють автоматичне перенесення слів.

3) Форматування назви статті, авторів та їх бібліографічні дані наведено у окремому розділі нижче.

4) Назви таблиць (над таблицею) та назви рисунків (під рисунками) розміром шрифту 11пт розміщують ліворуч графічного об'єкту; в кириличних текстах – дублюють англійською (рядком нижче). Наприклад,

Табл. 1. Назва.

Table 1. Name.

Рис.1. Назва.

Fig.1. Name.

Текст всередині таблиці: шрифт Times New Roman, розмір 10 пт.

5) Посилання у тексті статті – не більше п'яти в одному місці

6) В списку літератури – не менше 5-10 посилань (переважно на наукові статті та монографії) оформлюється згідно [1-4].

Список літератури дублюють англійською мовою (References оформлюється згідно стандарту APA) з транслітерацією, у дужках вказують мову оригіналу, наприклад: (in Ukrainian), (in Russian). Пояснення наведено на Рис.1, а також як приклад представлено у розділах «ЛІТЕРАТУРА» та «REFERENCES».

Посилаючись на інтернет-ресурс, дають повну назву та вихідні дані публікації.

Відсоткове співвідношення самоцитування – не більше 30% (тобто якщо Ви використали 10 посилань, з них повинно бути не більше 3 на Ваші роботи).

Відсоткове співвідношення посилань на іноземні джерела – не менше 40% (тобто якщо Ви використали 10 посилань, з них повинно бути не менше 4 на іноземні джерела).

7) В кінці НЕ англійських статей розміщують назву статті, авторів, анотацію та ключові слова англійською мовою (Summary and Key words). В кінці англійських статей – при можливості автора назву статті, авторів, анотацію та ключові слова приводять українською мовою.

1.3. Структура назви статті та бібліографічні дані.

Блок виконують в одну колонку на всю ширину сторінки. Вирівнювання «по центру».

Залишають три пустих рядка від верхнього поля аркуша.

Назва статті: шрифт Times New Roman, «ж» - напівжирний, розмір 14 пт. Назву статті формулюють інформативною та короткою (рекомендовано до 10 слів).

Залишають один пустий рядок після назви статті.

Ім'я та прізвище автора: шрифт Times New Roman, «к» - курсив, розмір 12 пт. Якщо авторів декілька – їх пишуть в одну стрічку через «кому» та зазначають цифровими «надстрічковими» зносками після прізвища порядковість.

Залишають один пустий рядок після ім'я та прізвища автора статті.

Місце роботи, поштова адреса, e-mail, ідентифікатор ORCID, WoS, Scopus тощо

автора: шрифт Times New Roman, розмір 10 пт. Якщо авторів декілька – зазначають цифровими «надстрічковими» зносками перед місцем роботи (у випадку різного місця роботи авторів) або перед e-mail кожного автора.

Залишають один пустий рядок.

Дані DOI статті: шрифт Times New Roman, розмір 12 пт.

Залишають два пустих рядка після DOI статті.

1.4. Структурні підрозділи статті.

Блок виконують в дві колонки на сторінці з вирівнюванням «по ширині». Якщо рисунки та таблиці не поміщаються в одну колонку з двох, то їх дозволено розміщати на всю сторінку по ширині в одну колонку з розривом розділу (на поточній сторінці) перед та після рисунка або таблиці. Приклад оформлення та додаткові вимоги наведено нижче.

У правій колонці зверху приводять фото та наступну інформацію для кожного автора: ім'я («н/ж»), прізвище («н/ж»), посада, науковий ступінь, наукове звання.

Анотація. Структура анотації аналогічна структурі статті, без використання скорочень та аббревіатур, усі пояснення дають в тексті. Об'єм: не менше 1 800 знаків без пробілів.

Ключові слова. Включають 5 – 8 слів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ (ВСТУП).

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ.

МЕТА РОБОТИ (МЕТА І МЕТОДИ).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ. Потрібно також визначити перспективи подальших досліджень.

ЛІТЕРАТУРА. Не менше 5-10 джерел, розміщених у порядку їх згадування в тексті статті або в алфавітному порядку. Додаткові пояснення наведено у п.1.2.6).

REFERENCES. Оформлюється згідно стандарту APA з транслітерацією. Він йде окремим блоком і повторює список літератури українською мовою, незалежно від

того, є в ньому іноземні джерела чи ні.

Транслітерацію рекомендовано виконувати за допомогою онлайн джерела: <http://ukrlit.org/transliteratsiia>.

Онлайн транслітерація з української на англійську згідно з Постановою Кабінету Міністрів України від 27 січня 2010 р. N 55 «Про впорядкування транслітерації українського алфавіту латиницею» (чинна).

Список References необхідний для міжнародних баз даних. У «Літературі» і в «References» вказуються одні й ті ж джерела, в однаковій послідовності і з однаковою нумерацією. Додаткові пояснення інфографіка наведено у п.1.2.6).

Залишають два пустих рядка після References.

Назва статті англійською. шрифт Times New Roman, «ж» - напівжирний, розмір 11 пт. Вирівнювання «по центру».

Залишають один пустий рядок.

Ім'я та прізвище авторів англійською. Шрифт Times New Roman, «к» - курсив, розмір 11 пт. Якщо декілька авторів, то кожного пишуть з нової стрічки. Вирівнювання «по центру».

Залишають один пустий рядок.

Анотація англійською (**Summary**). Шрифт Times New Roman, розмір 11 пт. Вирівнювання «по ширині».

Ключові слова англійською (**Key words**). Шрифт Times New Roman, розмір 11 пт. Вирівнювання «по ширині».

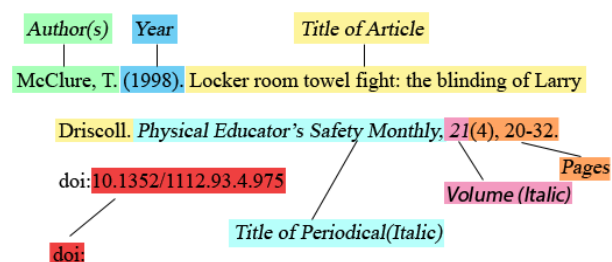


Рис.1. Інфографіка оформлення літератури по стандарту APA.

Fig.1. Infographics of reference design according to the APA standard.

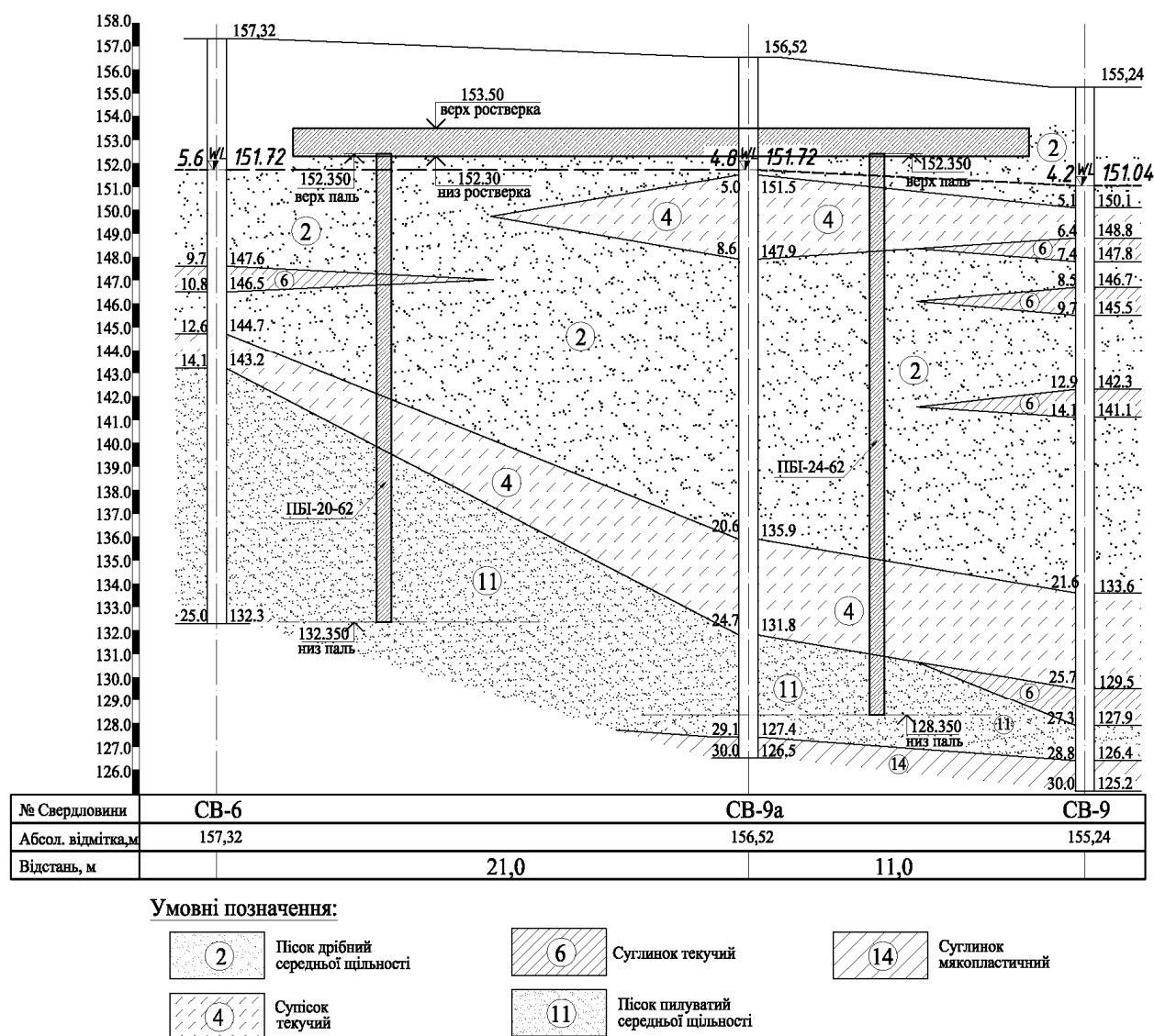


Рис.2. Приклад оформлення рисунку на весь аркуш з розривом сторінки на поточній сторінці. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва.

Fig.2. Example of drawing on the whole sheet with a gap on the current page. Engineering-geological section of the construction site.

Табл. 1. Приклад оформлення таблиці. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів
Table 1. Example of table design. Indicators of physical and mechanical properties of the soils

№ ПГЕ	Щільність ґрунту, г/см ³	Природна вологість, д.о.	Коефіцієнт пористості, д.о.	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
2	1,95	0,14	0,68	30	2	25
4	1,75	0,16	0,75	20	8	10
6	1,85	0,18	0,78	18	10	12
11	1,98	0,15	0,60	32	1	30
14	1,86	0,24	0,62	22	26	16

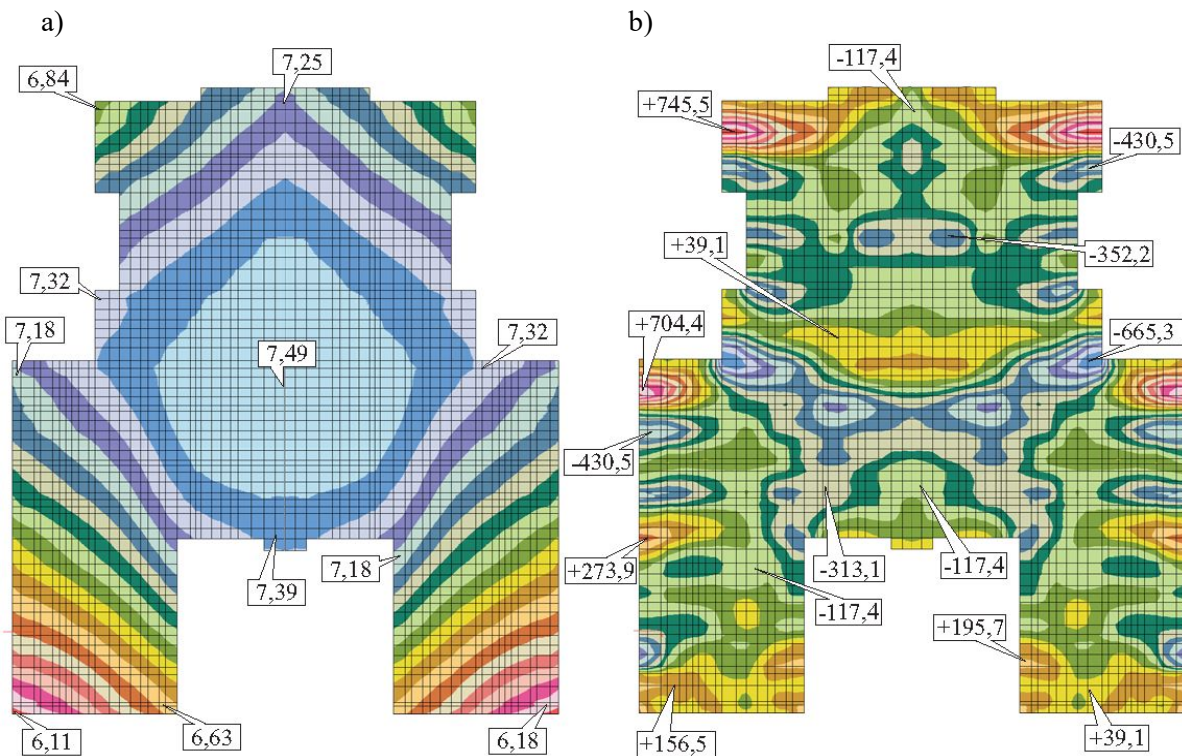


Рис.3. Ізополя осідань, см (а) та згинальних моментів, кНм/м (б) у фундаментній плиті досліджуваного будинку (кН).

Fig.3. Isolation of sediments, cm (a) and bending moments, kNm / m (b) in the base plate of the house under study (kN).

1.5. Оформлення статті.

Пишуть прямо – цифри, кирилицю, тригонометричні функції (tan, sin та ін.), установлені вирази (max, const та ін.), хімічні елементи.

Пишуть *курсивом* – англійські символи формул, грецькі букви, римські цифри, номери експлікації.

Між формулами, рисунками, таблицями і текстом залишають по одному пустому рядку.

Формули (розміром 12-9-7-16-12) набирають в Eq.3 або MathType 6.0 і центрують; нумерація в круглих дужках – праворуч колонки. Приклад наведено нижче.

Визначено несучу здатність палі за формулами норм [10]:

$$F_d = \gamma_c (\gamma_{CR} RA + u \sum \gamma_{cfi} h_i f_i), \quad (1)$$

де γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_c - коефіцієнт умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі; A - площа

опирання палі на ґрунт; γ_{cfi} - коефіцієнт умов роботи ґрунту по бічній поверхні палі; u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі; f_i - розрахунковий опір i -го шару ґрунту по бічній поверхні палі; h_i - товщина i -го шару ґрунту.

Таблиці і рисунки – не перевищують область друку аркуша, розміщують після першого згадування про них. Таблиці та рисунки розміщують в межах однієї колонки двох-колонкової сторінки. Якщо рисунки і таблиці не поміщаються в одну колонку з двох, то їх дозволено розміщати на всю сторінку по ширині в одну колонку з розривом розділу (на поточній сторінці) перед та після рисунка або таблиці. Приклад оформлення наведено вище. Додаткові вимоги наведено у п.1.2.4).

Скорочені слова «Табл.» (Table), «Рис.» (Fig.) пишуть з великої букви. Текст на полі рисунків зводять до мінімуму, пояснення дають в підписах під рисунками.

Ілюстрації рисунків – у форматах *.jpg, *.tif з роздільною здатністю не менше

300 dpi. Приклад рисунків наведено на Рис. 1, 2, 3.

Обсяг останньої сторінки статті – не менше 2/3 аркуша.

2. СУПРОВІДНІ МАТЕРІАЛИ

Стаття до збірника подається до редакції через он-лайн систему, електронну адресу або через цифровий носій. Контактні дані наведено у розділі нижче.

Стаття – у випадку подачі через он-лайн систему використовуйте сайт збірника: <http://bf.knuba.edu.ua>, де попередньо необхідно пройти просту реєстрацію.

Для того, щоб мати можливість подавати нові статті до журналу он-лайн та перевіряти поточний статус своїх подань необхідно увійти на сайт як зареєстрований користувач.

Супровідні матеріали подають на електронну адресу відповідального секретаря: pidlutskyi.vl@knuba.edu.ua.

До пакету супровідних матеріалів входять:

Відомості про авторів: прізвище, ім'я, по-батькові; науковий ступінь, вчене звання; h-index (якщо є), місце роботи, адреса, посада. Контактні відомості: фото автора (*.jpg), мобільний телефон (виключно для зворотного зв'язку при необхідності), e-mail, ідентифікатори ORCID, WoS, Scopus Author ID.

Зазначені матеріали до збірника подаються до редакції одночасно.

3. КОНТАКТИ

Київський національний університет будівництва та архітектури.

Науково-технічний збірник «Основи та фундаменти».

Відповідальний редактор, доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри Геотехніки Бойко І.П.

Відповідальний секретар, кандидат технічних наук, доцент кафедри Геотехніки Підлущкий В.Л.

Адреса редакції: к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітрофлотський, 31, м. Київ, Ук-

раїна, 03037, телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24.

Сайт збірника: <http://bf.knuba.edu.ua>.

E-mail: pidlutskyi.vl@knuba.edu.ua.

ЛІТЕРАТУРА

1. ДСТУ 8302:2015. Інформація та документація. Бібліографічні посилання. Загальні положення та правила складання. – Чинний від 2016–07–01. – Київ: ДП «УкрНДНЦ», 2016. – 16 с.
2. Боженко О., Міжнародні правила цитування та посилання в наукових роботах / О. Боженко, Ю. Корян, М. Федорець – Київ : УБА, 2016. – 117с.
3. Гузенко С.І. Оформлення бібліографічних посилань у наукових роботах (за ДСТУ 8302:2015) / С.І. Гузенко. – Київ, 2017. – 16с.
4. Костина І. Оформлення бібліографічних посилань у наукових роботах / І. Костина, В. Каленська, О. Олабоді. – Київ : Науково-технічна бібліотека Національного університету харчових технологій, 2017. – 31 с.
5. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайних фундаментів [под ред. А.А. Бартоломей] / А.А. Бартоломей, И.М. Омельчак, Б.С. Юшков. – М.: Стройиздат, 1994. – 384 с.
6. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будинками з їх основою. / І.П. Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2006. – Вип. 30. – С. 3-8.
7. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – М.: НИИОСП, 1988. – 372с.
8. Зоценко М.Л. Сучасні проблеми пальового фундаментобудування / М.Л. Зоценко // *Будівельні конструкції*. – К.: НДІБК. – 2004. – Вип. 61. – т. 2. – С. 33-39.
9. Носенко В.С. Напружено-деформований стан пальово-плитних фундаментів секційних висотних будинків: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Носенко Віктор Сергійович. – К.: КНУБА, 2012. – 175с.
10. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1–10–2009. – [Чинний від 2011–07–01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
11. Підлущкий В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатопаловою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлущкий Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.

12. Сахаров В.О. Моделирование взаимодействия пального фундамента с нелинейной основой в условиях строительства: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Сахаров Владимир Александрович. – К.: КНУБА, 2005. – 215 с.
13. Улицкий В.М. Расчеты и интерактивный мониторинг при строительстве зданий в сложных грунтовых условиях / В.М. Улицкий, К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин // *Технологии безопасности и инженерные системы* № 2(13). – С-Пб: Стройиздат. – 2007. – С. 16-19.
14. Шашкин К.Г. Взаимодействие здания и основания: Методика расчета и практическое применение при проектировании / К.Г. Шашкин, А.Г. Шашкин. – С-Пб: Стройиздат, 2002. – 48с.
15. Boyko I.P. Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system / I.P. Boyko, V.S. Boyandin, A.E. Delnik, A.L. Kozak, A.S. Sakharov // *Archive of Applied Mechanics* № 62. – 1992. – p. 316-328.
6. Boyko I.P. (2006). Osoblyvosti vzaiemodii palovykh fundamentiv pid vysotnymy budynkamy z yikh osnovoiu [Features of the interaction of pile foundations under high-rise buildings with their foundation]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
7. Boyko I.P. (1988). Svajnye fundamenty na nelinejno-deformiruemom osnovanii [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. *Dys. doktora tekhn. nauk: 05.23.02*. Moscow: NIISP, 372 (in Russian).
8. Zotsenko M.L. (2004). Suchasni problem pal'ovogo fundamentobuduvannya [Modern problems of pile foundation buildings]. *Budivel'ni konstrukciyi*. Kyiv: NDIBK, 61 (2), 33-39 (in Ukrainian).
9. Nosenko V.S. (2012). Napruzhenodeformovanyj stan paljovo-plytnykh fundamentiv sekcijnykh vysotnykh budynkiv [Stress-strain state of plate-pile foundations of sectional high-rise buildings]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 175 (in Ukrainian).
10. Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 55 (in Ukrainian).
11. Pidluts'kyi V.L. (2013). Vzayemodiya fundamentnoyi plyty z palyamy riznoyi dovzhyny z gruntovoyu bagatosharovoyu osnovoyu [Interaction of a base plate with piles of different lengths with a soil multilayer basis]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 230 (in Ukrainian).
12. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzayemodiyi paljovogo fundamentu z nelinejnoy osnovoyu v umovakh prybudovy [Modeling of the interaction of a pile foundation with a nonlinear basis in the conditions of an extension]. *Dys. kand. tekhn. nauk: 05.23.02*. Kyiv: KNUBA, 215 (in Ukrainian).
13. Ulitskiy V.M., Shashkin K.G., Shashkin A.G. (2007). Raschjoty i interaktivnyj monitoring pri stroitel'stve zdaniy v slozhnykh gruntovykh usloviyakh [Calculations and interactive monitoring during the construction of buildings in difficult ground conditions]. *Tekhnologii bezopasnosti i inzhenernye sistemy*. S-Petersburg: Strojizdat, 2(13), 16-19 (in Russian).
14. Shashkin K.G., Shashkin A.G. (2002). Vzaimodejstvie zdaniya i osnovaniya: Metodika rascheta i prakticheskoe primenenie
1. DSTU 8302:2015. (2016). Informatsiia ta dokumentatsiia. Bibliohrafichni posylannia. Zahalni polozhennia ta pravyla skladannia. – Chynnyi vid 2016–07–01. Kyiv: DP «UkrNDNTs». 16 (in Ukrainian).
2. Bozhenko O., Korian Yu., Fedorets M. (2016). Mizhnarodni pravyla tsytuvannia ta posylannia v naukovykh robotakh [International rules of citation and references in scientific works]. Kyiv: UBA, 117 (in Ukrainian).
3. Huzenko S.I. (2017). Oformlennia bibliohrafichnykh posylan u naukovykh robotakh (za DSTU 8302:2015) [Registration of bibliographic references in scientific works (according to DSTU 8302: 2015)]. Kyiv. 16 (in Ukrainian).
4. Kostyna I., Kalenska V., Olabodi O. (2017). Oformlennia bibliohrafichnykh posylan u naukovykh robotakh [Registration of bibliographic references in scientific works (according to DSTU 8302: 2015)]. Kyiv: Naukovotekhnichna biblioteka Natsionalnoho universytetu kharchovykh tekhnolohii, 31 (in Ukrainian).
5. Bartolomey A.A., Omelchak I.M., Yushkov B.S. (1994). Prognoz osadok svaynykh fundamentov [Forecast sediment pile foundation]. Moskva: Strojizdat, 384 (in Russian).

REFERENCES

pri proektirovanii [Interaction of the building and the foundation: Method of calculation and practical application in the design]. S-Petersburg: Strojizdat, 48 (in Russian).

15. Boyko I.P., Boyandin V.S., Delnik A.E., Kozak A.L., Sakharov A.S. (1992). Finite element simulation of the loss of stable resistance in a foundation-soil system. *Archive of Applied Mechanics*, 62, 316-328.

On the requirements for articles published in the scientific and technical journal «Bases and foundations»

Vasyl Pidlutskyi

Summary. Before starting work on the article, you should get acquainted with the requirements for the publication of articles in the Scientific and Technical Journal «Bases and foundations», founded by the Kyiv National University of Construction and Architecture.

The journal includes the articles on topical challenges of geotechnics. There are the results of interaction between elements of the system «base – foundation – superstructures», influence of seismic or other dynamic loads; designing foundations on weak soils, exploration of the deep foundations, retaining structures, assessment of the slope stability of landslide areas, determination of soil parameters by in-situ and laboratory tests.

The journal is designed for scientific, engineering and technical specialists of scientific, research, design and construction organizations.

The journal publishes in the following specialties:

192 «Construction and civil engineering»,

194 «Hydraulic engineering, water engineering and water technologies».

The article submitted to the editorial board must clearly meet the goals and specializations of the journal, must be written and designed in accordance with the requirements set out in this article.

Original research and discussion materials are accepted for publication. Articles are subject to double review, including by independent experts. It is recommended to submit a scientific article only in one journal, which meets the requirements of International Ethical Standards, which prohibit the simultaneous publication of the article in different publications.

Articles must be pre-reviewed before publication in the journal. After confirmation of the article's compliance with the general requirements and

the availability of a complete package of documents, the article is submitted for review and undergoes internal editorial processing. The editors reserve the right to make minor edits and reductions, while maintaining the main results and author's style.

The article is returned to the author for revision or correction if the members of the editorial board (scientific editors in the relevant areas) have questions to the author regarding certain provisions of the article.

The Editorial Board is not responsible for the content and authorship of the material of the article used, but reserves the right not to allow the article to be published in case of non-compliance with the above requirements.

Key words. Summary, design requirements, article structure, file format, links, references, reviewing.

ДЛЯ НОТАТОК

ДЛЯ КОТАТОК

ДЛЯ НОТАТОК

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 41

Заснований 1968 року

Статті публікуються в авторській редакції

Оформлення, стиль та зміст збірника є об'єктом авторського права та захищається законом. Відповідальність за зміст та достовірність наведених даних несуть автори публікацій. Редакція залишає за собою право редагувати та скорочувати подані матеріали. Усі статті, представлені в даному збірнику, одержали позитивну оцінку незалежних рецензентів. Передрук матеріалів збірника дозволяється тільки за письмовою згодою редакції.

**Оригінал-макет виготовлено в редакції науково-технічного збірника
«Основи та фундаменти»**

Лінгвістичний консультант: Людмила Скочко
Комп'ютерне верстання: Василь Підлущкий
Редагування, макетування: Василь Підлущкий
Обкладинка: Віталій Ручківський

Редакція науково-технічного збірника:

03037, Україна, м.Київ, просп. Повітрофлотський, 31, КНУБА, к.109, к.121.
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Підписано до друку 17.12.2020. Формат 60x84¹/₈.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. 0,00. Обл.-вид. арк. 0,00.
Тираж 100 прим.

«Видавництво Ліра-К»
Свідоцтво № 3981, серія ДК.
03115, м. Київ, вул. В. Стуса, 22/1
тел./факс (044) 247-93-37; 228-81-12
Сайт: lira-k.com.ua, редакція: zv_lira@ukr.net

Scientific edition

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 41

Established in 1968

Articles are published in the author's edition

Design, style and content of the journal are subject to copyright and protected by law
The responsibility for the content and data integrity remain with the authors.
The site editorial reserves to bring corrective and cut down submitted materials.
All articles in this journal have received a positive review from independent reviewers.
It is possible to reprint the materials of the journal only by written consent of the editorial.

Camera-ready copy of the journal is completed in the editorial board of the scientific and technical journal «Bases and foundation»

Linguistic consultant:	Liudmyla Skochko
Computer typesetting:	Vasyl Pidlutskyi
Editing, layout:	Vasyl Pidlutskyi
Cover:	Vitalii Ruchkivskyi

Editorial Office of Scientific and Technical Journal:

03037, Ukraine, Kyiv, Povitroflotskyi ave., 31, KNUCA, off.109, off.121.
Editorial phone: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Signed for print 17.12.2020. Format 60x84¹/₈.
Offset paper. Times New Roman headset.
Conditional printed sheet 0,00. Accounting and publishing sheet 0,00.
Circulation of 100 copies.

«Publisher Lira-K»

Certificate No 3981, DC series.
03115, Kyiv, str. V. Stus, 22/1
phone / fax (044) 247-93-37; 228-81-12
Website: lira-k.com.ua, email editorial: zv_lira@ukr.net