

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 43

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2021

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 43. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2021. 112 с. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021

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 Підлущий,	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 № 46 від 20.12.2021 року.

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

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2021

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

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND ARCHITECTURE

BASES AND FOUNDATIONS

Scientific and Technical Journal

ISSUE 43

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2021

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 43. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2021. 112 p. DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021

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. 46 of 20.12.2021.

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, 2021

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

ПЕРЕДМОВА

Вибір параметрів ґрунтового середовища для числового моделювання.

При реконструкції об'єктів різного призначення в галузі будівництва широко використовується числове моделювання взаємодії наземної і підземної частин будівлі з основою. В більшості випадків, в якості основи служить дисперсне ґрунтове середовище, утворене природою і зумовлене походженням ґрунтів, їх нашаруванням або природними явищами (карст, зсуви, сейсмічні процеси, ерозія поверхневих зон). Усі ці фактори впливають в майбутньому на характер деформування шарів ґрунтів в основі кожного об'єкта.

У багатьох випадках, для моделювання процесів деформацій ґрунтів використовують результати розв'язання пружних (лінійних) задач, для яких часто стартовою інформацією служать механічні характеристики ґрунтів, а саме: модуль загальних деформації E , коефіцієнт Пуассона ν , кут внутрішнього тертя φ , зчеплення c для зв'язних ґрунтів.

Обґрунтовані стартові значення механічних характеристик ґрунтів мають суттєвий вплив на надійність проектних рішень, оскільки в процесі деформування суцільного ґрунтового середовища (в дійсності воно дисперсне), в якому відбуваються не тільки лінійні залежності між деформаціями і напруження, а й нелінійні. В більшості випадків, при взаємодії різних типів фундаментів з суцільним ґрунтовым середовищем відбуваються процеси дилатансії і контрактансії, тиксотропії і реотропії. При цьому змінюється значення кута внутрішнього тертя φ . При малих деформаціях традиційні значення кута внутрішнього тертя φ (тертя ковзання) -

проявляються при ковзанні частинок ґрунту, при більших значеннях деформацій - проявляється тертя кочення ψ в локальній зоні, наприклад на бічній поверхні палі на потенційній поверхні ковзання при зсувах ґрунтового масиву або в зонах локалізації деформацій під подошвою фундаментів різної форми чи розмірів.

Традиційні значення модуля загальних деформацій (E) в діючих нормативних документах не є достовірною величиною, тому що його значення залежить на якому інтервалі навантаження він визначається. Тобто це функціональна залежність, яку необхідно знати за результатами експериментальних досліджень ґрунтів при ідентифікації параметрів шляхом порівняння експериментального графіка «напруження-деформація» і відповідного графіка числового моделювання деформування ґрунтового середовища.

Зі свого досвіду (з 1970 року) випробування зразків піщаних ґрунтів в різних приладах: одноплощинний зріз (1), вісесиметричний прилад КіБі (2), стабілометр (3) отримали значення кута внутрішнього тертя відповідно першому випадку $\varphi=32^\circ$ градуси, в другому $\varphi=36^\circ$ і в третьому $\varphi=42^\circ$. Слід звернути увагу на цей факт, тому що надані значення в звітах про інженерно-геологічні вишукування можуть бути не об'єктивними.

З метою підвищення надійності проектів пропоную на сторінках збірника університету (КНУБА) поділитися інформацією як надійно приймати параметри ґрунтів?

Ігор Бойко,

д.т.н., професор,

Відповідальний редактор,

Завідувач кафедри геотехніки

ЗМІСТ

Ігор Бойко, Олег Кривенко	9-
<i>Числове моделювання взаємодії буроін'єкційної палі з ґрунтовим масивом при дії статичного вертикального навантаження</i>	16
Василь Підлуцький, Олександр Литвин	17-
<i>Дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях</i>	29
Ірина Маєвська, Наталя Блащук, Юлія Кременська	30-
<i>Особливості роботи пальових куців з коротких паль за даними числового моделювання</i>	39
Віктор Носенко, Людмила Скочко, Артур Маламан	40-
<i>Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів</i>	51
Вероніка Жук, Олексій Хоменко	52-
<i>Реконструкція адміністративного будинку на глинистих ґрунтах</i>	66
Володимир Басараб, Ірина Уманець, Людмила Саушева	67-
<i>Методика вибору комплексу засобів ущільнення ґрунту пазух котлованів і траншей за технічною ознакою</i>	78
Віталій Ручківський	79-
<i>Взаємодія ґрунтової основи та групи паль, об'єднаних ростверком</i>	86
Віктор Носенко, Остап Кашоїда	87-
<i>Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень</i>	100
Олег Малишев, Андрій Рашенко, Тетяна Диптан	101-
<i>Інженерна підготовка території в умовах залягання слабого ґрунту</i>	110

Числове моделювання взаємодії буроін'єкційної палі з ґрунтовим масивом при дії статичного вертикального навантаження

Ігор Бойко¹, Олег Кривенко²

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

¹boyko40@ukr.net, orcid.org/ 0000-0002-6841-0271,

²krivenko.olegus@gmail.com, orcid.org/0000-0002-1999-2770

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.9-16

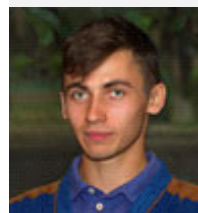
Анотація. Відтворено натурне статичне випробування буроін'єкційної палі на вертикальне навантаження за допомогою числового моделювання.

Процес моделювання можна розбити на два етапи: визначення розрахункових меж ґрунтового масиву; ідентифікація механічних параметрів ґрунтів (кута внутрішнього тертя, питомого зчеплення, модуля деформації). Перший етап моделювання полягає у тому, щоб розбити у плані сітку на скінченні елементи таким чином, щоб вона згущалась від периферії і до самої буроін'єкційної палі (в нашому випадку крок сітки змінюється від 1м і до 10см). Потім розбити на скінченні елементи масив по висоті з певним кроком (в даній роботі крок 1м). Після чого треба визначити скільки по висоті ґрунту буде під вістрям палі. Для цього розглянуто 4 варіанти: 2,5м; 5м; 10м; 20м. Дивлячись на результати, видно, що починаючи з 10м і менше, відхилення в межах 5%, то за основу приймаємо потужність ґрунту рівною 10м. Потім підбирався розмір ґрунтового масиву у плані. Було розглянуто 5 варіантів: 5х5м; 10х10м; 20х20м; 30х30м; 40х40м. За основу було прийнято 30х30м. Як результат даного етапу приймаємо під палею 10м, в плані 30х30м (палея розміщена по центру).

Після встановлення розмірів розрахункової моделі переходимо до ідентифікації механічних характеристик ґрунту (E , c , φ). Ідентифікація механічних характеристик ґрунту проводилась в прошарку навколо палі товщиною 10см. Спочатку за лінійним розрахунком проводилась ідентифікація модуля деформації (E). Встановлено, що при модулі деформації рівним $4E$ дозволяє найбільш точніше відтворити результати



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



Кривенко Олег
асистент кафедри
геотехніки

польових випробувань в межах пружної роботи ґрунту. Якщо при цьому ще врахувати нелінійність то наш графік починає загинатись. Потім була проведена ідентифікація питомого зчеплення(c), яка показала що цей показник не вносить істотного внеску в залежність між навантаженням та осіданням. Тому прийнято питоме зчеплення залишити без змін. Кут внутрішнього тертя враховано з коефіцієнтом 0,75.

Спираючись на встановленні розміри ґрунтового масиву та ідентифіковані механічні параметри ґрунтів, було проведено порівняння результатів розрахунків за трьома умовами міцності: Губера-Мізеса, Друккера-Прагера, Кулона-Мора.

Ключові слова. Буроін'єкційна палея, питоме зчеплення, кут внутрішнього тертя, модуль деформації, бурова палея, буронабивна палея, умова міцності.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

З огляду на те, що останнім часом широкого розповсюдження у будівництві набули висотні будинки, то найбільш розповсюдженими стали пальові чи пальово-плитні фундаменти з бурових паль (буроін'єкційні, буронабивні), так як вони здатні сприймати великі навантаження. Серед паль в свою чергу широко застосовують буроін'єкційні палі (БІП).

Перед тим як прийняти остаточне рішення інженеру-проектувальнику стосовно варіанту фундаменту для будівельного майданчика, йому необхідно надати результати з натурного статичного випробування паль (будь-то вертикальне навантаження на палю чи горизонтальне у випадку підпірних стін). Ці результати зводяться у кінці до двох графіків: перший графік – це залежність переміщення палі від поступово прикладеного навантаження (ступенями) на неї $S=f(N)$; другий графік – це залежність переміщення палі від поступово зняття навантаження (ступенями) з неї $S=f(N)$. Тобто іншими словами графік навантаження та розвантаження. Якщо подивитись, наприклад, на характер лінії навантаження, то видно, що спочатку йде пропорційна залежність осідання від навантаження, а потім криволінійна (при однакових ступенях навантаження – осідання починає зростати). Тобто законом Гука описати графік навантаження палі, наприклад, статичним вертикальним, коректно не вийде.

І, як результат, при розрахунку будівлі у програмному числовому комплексі, розглядаючи роботу системи «основа-фундамент-надземні конструкції», необхідно, опираючись на натурні випробування палі, відтворити їх роботу при моделюванні. Вище вказане дозволить отримати сідання фундаментів, які будуть близькими до реальності, що в свою чергу відтворить реальну картину перерозподілу зусиль у несучих конструкціях (фундаментна плита, а при моноліті ще і стіни підвалу, стіни та плити перекриття перших поверхів). Тобто, отримавши в такому випадку напружено-деформований стан (НДС), який буде від-

повідати дійсності, дозволить нам забезпечити надійні проектні рішення як для фундаментів так і для конструктиву будівлі в цілому.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Питаннями дослідження роботи буроін'єкційних паль з ґрунтовим масивом займалися Бойко І.П. [2, 3], Зоценко М.Л., Левченко В.П. [4, 5, 6] та інші вчені.

МЕТА РОБОТИ

Відтворити натурне статичне випробування буроін'єкційної палі на вертикальне навантаження за допомогою числового моделювання.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Експериментальний майданчик представлений наступними ґрунтами (згори до низу): пісками, супісками, глинами та суглинками.

Для моделювання роботи буроін'єкційної палі у ґрунті була прийнята трьох-вимірна постановка. Массив ґрунту, що оточує палю, має форму призми (рис.1). Призма складається з 6-ти та 8-ми кутових універсальних ізопараметричних скінченних елементів. В середині цієї призми розташована буроін'єкційна палля діаметром 0,62м (БІП-620) і довжиною 21,м.

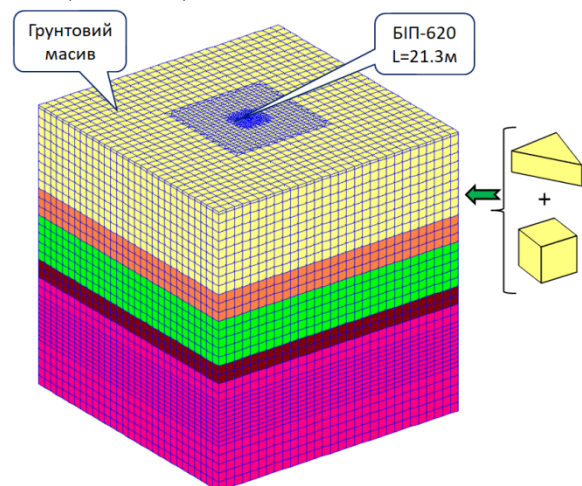


Рис.1. Розрахункова модель
Fig.1. Calculation model

У горизонтальній площині модель ґрунту розбита на СЕ з розміром сторін у діапазоні від 1м (периферійна зона) і до 0.1м. Прошарок ґрунту товщиною 0.1м навколо буроін'єкційної палі, був створений для того, щоб у подальшому у ньому ідентифікувати механічні параметри ґрунтів (рис.2). Далі у статті будуть визначатись оптимальні габарити масиву ґрунту у плані.

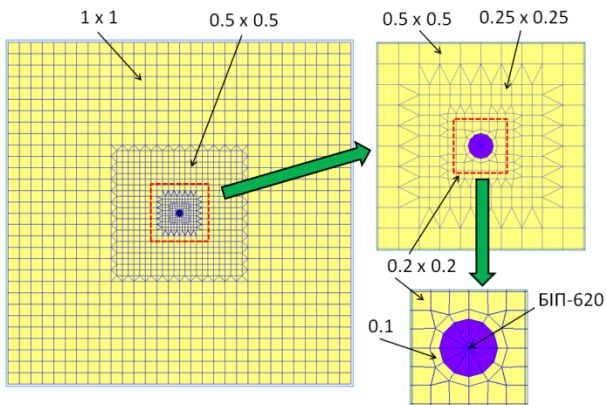


Рис.2. Горизонтальне розбиття масиву ґрунту на СЕ

Fig.2. Horizontal division of the soil mass into FE

У горизонтальній площині модель ґрунту по довжині палі розбита на СЕ висотою по 1м (лише там де оголовок 0,3м – це через той факт, що довжина палі не кратна метру, а складає 21,3м), під п'ятою зразу по 0,5м, а ще нижче по 1м (рис.3). У статті далі буде визначатись оптимальна потужність ґрунту під п'ятою палі.

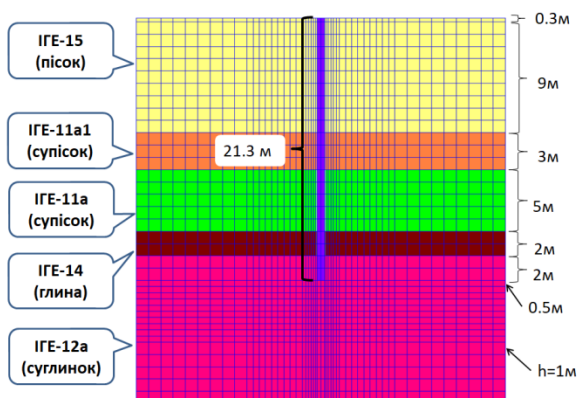


Рис.3. Вертикальне розбиття масиву ґрунту на СЕ

Fig.3. Vertical division of the soil mass into FE

Механічні показники характеристик ґрунтів експериментального майданчика наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Показники механічних властивостей ґрунтів

Table 1. Indicators mechanical properties of the soils

№ ІГЕ	Модуль Пуассона	Кут внутрішнього тертя, градуси	Питоме зчеплення, т/м2	Модуль деформації, т/м2
	ν	ϕ	c	E
15	0.3	33	0.3	3000
11a1	0.35	24	1.3	1900
11a	0.35	21	1.1	1500
14	0.42	19	4.8	1800
12a	0.42	19	3.4	2000

Перед тим як визначати розміри ґрунтового масиву та в подальшому механічні характеристики ґрунтів – встановимо як саме будемо моделювати саму палю: стержнем чи об'ємним елементом? Якщо подивитись на рис. 4, то побачимо що графік осідання від навантаження для палі, що задана об'ємними елементами, ближче розташований до графіка натурного випробування палі. Це можна пояснити тим, що паля при заданні об'ємними елементами має більш вузлів стикування з ґрунтовим масивом (на відміну від стержня) і тому осідання стає меншим і більш наближеним до натурного випробування. Тому, з огляду на вище сказане, в подальших розрахунках паля буде задана об'ємними елементами.

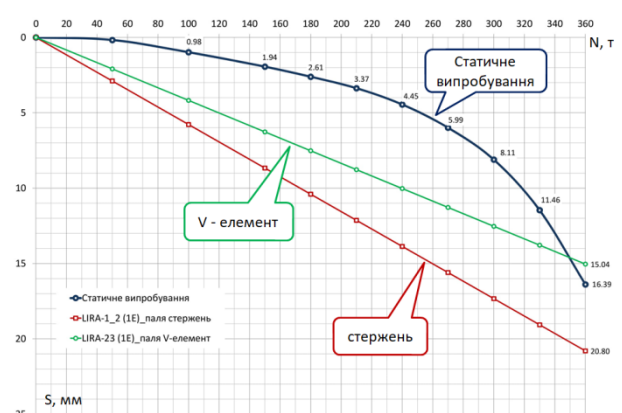


Рис.4. Вибір задання тіла палі (стержень, об'ємний елемент)

Fig.4. The body selection of pile (rod, three-dimensional element)

Тепер перейдемо до розмірів ґрунтового масиву, який представлений паралелепіпедом. Для коректного розрахунку необхідно встановити такі мінімальні розміри масиву ґрунту (потужність ґрунту під палею та розмір у плані), які не будуть в подальшому впливати на розрахунок.

Спочатку підберемо висоту ґрунтового масиву під п'ятою палі. Для цього змодельуємо 4 варіанти: 2,5м; 5м; 10м; 20м. Дивлячись на графіки (рис.5), бачимо, що починаючи з 10м і менше, відхилення в межах 5%, то за основу приймаємо потужність ґрунту рівною 10м.

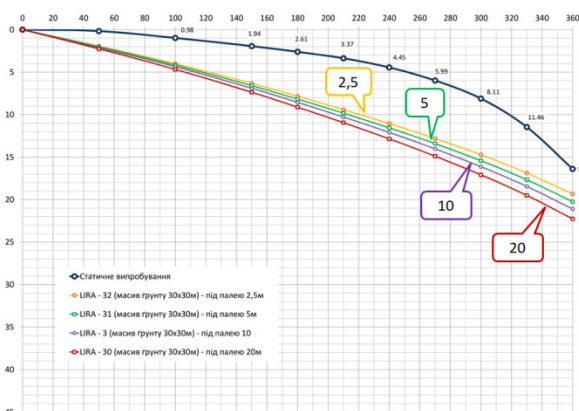


Рис.5. Потужність ґрунтового масиву під п'ятою палі, м

Fig.5. The thickness of the soil mass under the pile tip, m

Потім підбирався розмір ґрунтового масиву у плані. Було розглянуто 5 варіантів (дивись рис.6): 5х5м; 10х10м; 20х20м; 30х30м; 40х40м. За основу було прийнято 30х30м.

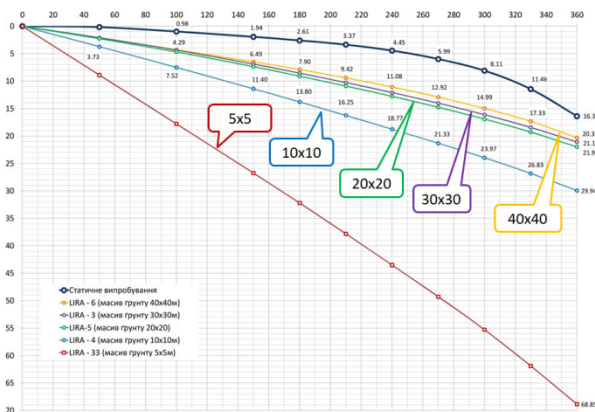


Рис.6. Розмір ґрунтового масиву в плані, м

Fig.6. The size of the soil mass in the plan, m

З огляду на рис.4, 5, 6 приймаємо остаточно для подальших розрахунків наступну геометрію моделі: під палею 10м, в плані 30х30м (посередині паля із об'ємних елементів).

Після встановлення розмірів розрахункової моделі переходимо до ідентифікації механічних характеристик ґрунту (E , c , ϕ). Ідентифікація механічних характеристик ґрунту проводилась в прошарку навколо палі товщиною 10см (рис.7).

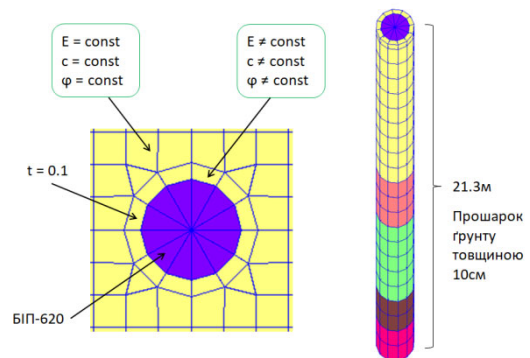
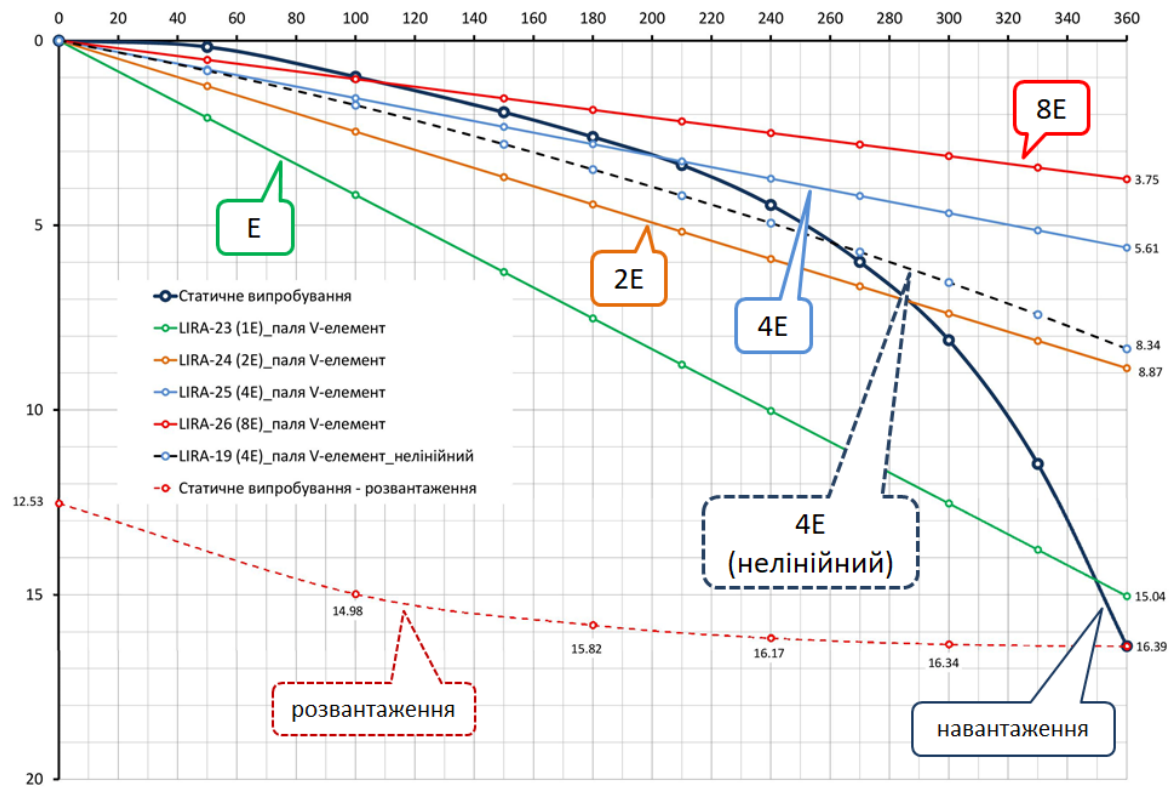
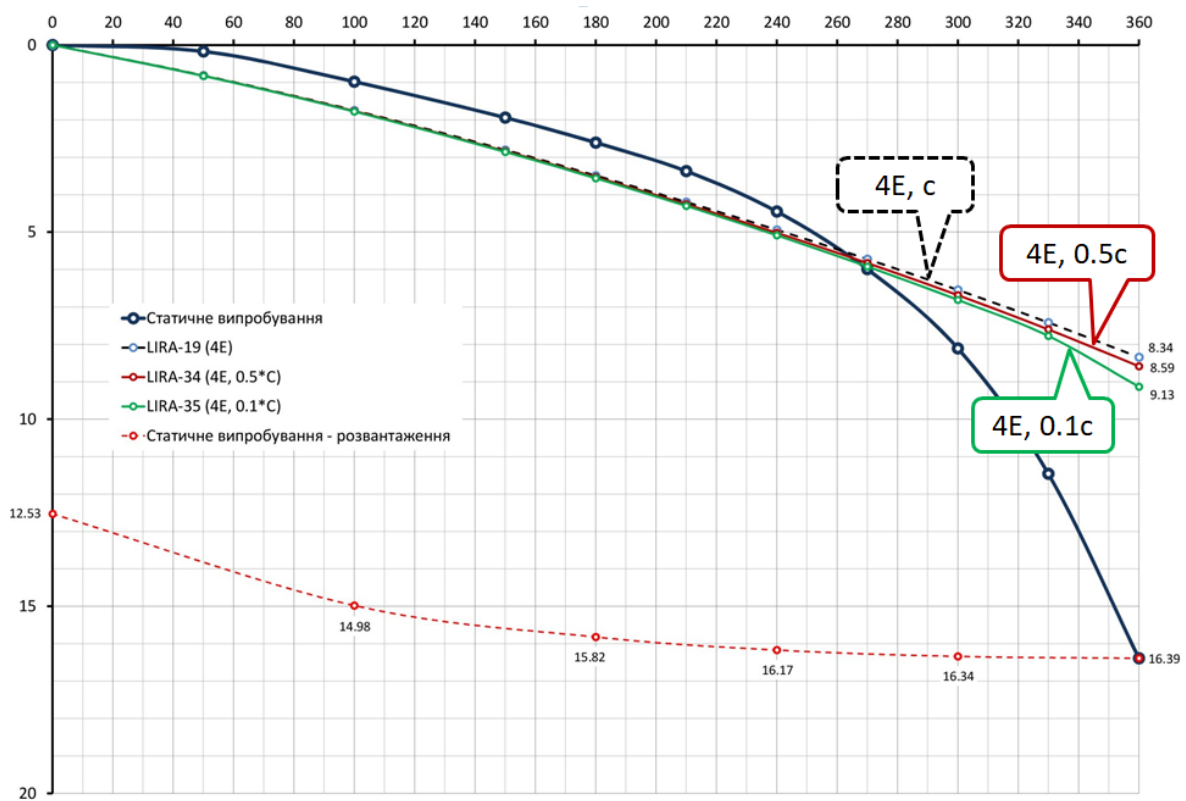


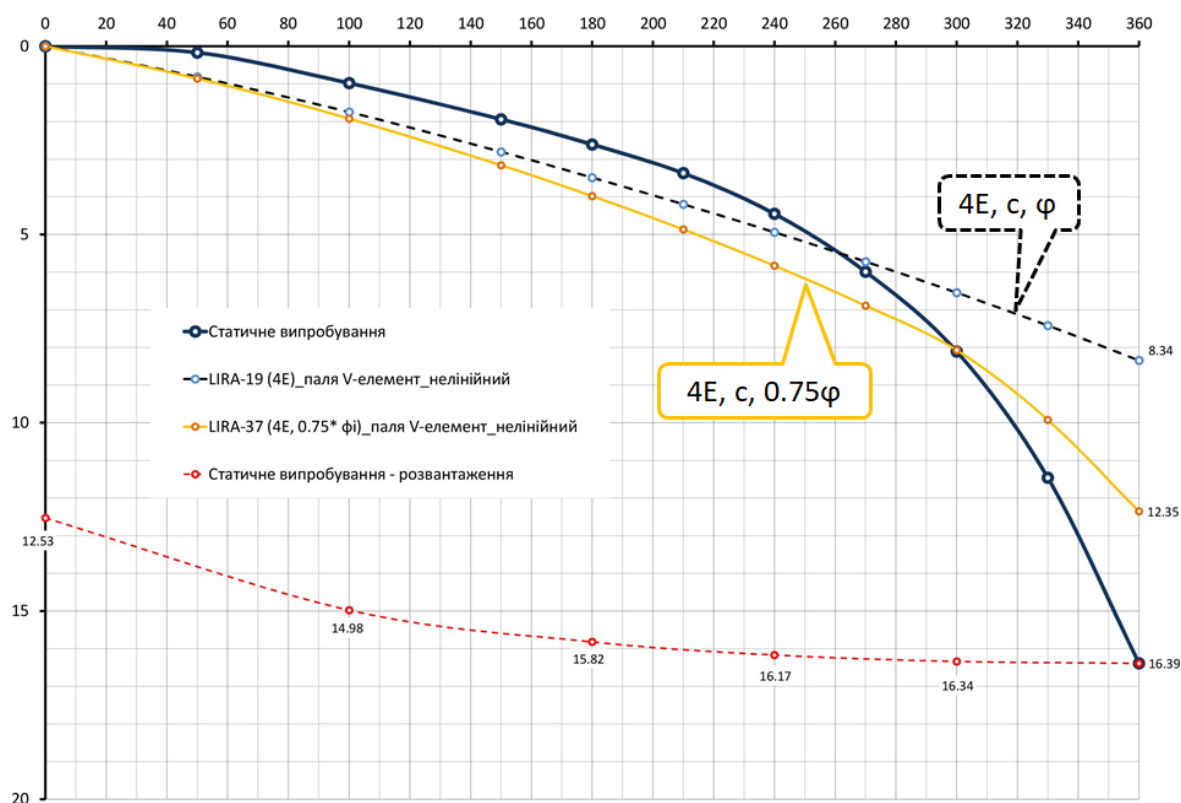
Рис.7. Прошарок ґрунту товщиною 10см навколо палі

Fig.7. A layer of soil around a pile with thickness 10 cm

Спочатку за лінійним розрахунком проводилась ідентифікація модуля деформації (E). Було розглянуто 4 варіанти (модуль одночасно у всіх ґрунтах збільшувався кратно відповідно до початкового свого значення): при модулі деформації з інженерно геологічних вишукувань E (без змін модуля); при $2E$; при $4E$; при $8E$. Розрахунки виконувались у лінійній постановці. Третій розрахунок (модуль $4E$) виявився таким, що найбільше співпадає з результатами польових випробувань в межах пружної роботи ґрунту. Штриховою лінією відображено нелінійний розрахунок при модулі деформації « $4E$ ». Як ми бачимо графік почав потроху загинатись відтворюючи характер графіку натурного випробування (рис.8).

Потім за основу для ідентифікації питомого зчеплення (c) було взято нелінійний розрахунок при « $4E$ ». Було порівняно 3 варіанти розрахунків: c ; $0,5c$; $0,1c$ (рис.9).

Рис.8. Ідентифікація модуля деформації (E)Fig.8. Identification of young's modulus (E)Рис.9. Ідентифікація питомого зчеплення (c)Fig.9. Identification of cohesion (c)

Рис.10. Ідентифікація кута внутрішнього тертя (ϕ)Fig.10. Identification of friction angle (ϕ)

Як видно з рис.9 зміна питомого зчеплення (c) не вносить істотного внеску в залежність між навантаженням та осіданням. Тому прийнято для подальших розрахунків питоме зчеплення залишити без змін ($c = \text{const}$).

Наступним та останнім параметром для ідентифікації механічних параметрів ґрунтів є кут внутрішнього тертя (ϕ). За основу було взято нелінійний розрахунок при «4E» та «с – без змін». Було порівняно 2 варіанти: ϕ (без змін); $0,75 \phi$. З огляду на форму графіків було прийнято останній варіант бо він найбільше відповідає характеру графіку натурного випробування (рис.10).

Треба наголосити на тому, що у вище вказаних нелінійних розрахунках використовувалася умова міцності Губера-Мізеса.

Було проведено додатково ще порівняння результатів розрахунків за різною умов міцності:

- умова міцності Губера-Мізеса;
- умова міцності Друккера-Прагера;
- умова міцності Кулона-Мора.

Результати порівняння різних умов міцності наведені на рис.11: видно що умова міцності Губера-Мізеса, дозволяє найбільш точно відтворити залежність $S=f(N)$, де S – це осідання, а N – навантаження.

Отже, можна сказати що для відтворення натурного випробування буроін'єкційної палі (БПІ-620) необхідно наступне:

- а) прийняти розмір ґрунтового масиву $30 \times 30 \text{ м}$ в плані та 10 м під подошвою;
- б) ідентифікувати механічні параметри ґрунтів, в нашому випадку: $4E, c, 0,75\phi$;
- в) умова міцності “Губера-Мізеса”.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що при підборі габаритів ґрунтового масиву значний вплив на результати моделювання дає розмір його в плані. Так, наприклад, результати розрахунку при розмірах ґрунтового масиву у плані $5 \times 5 \text{ м}$ відрізняються від масиву $30 \times 30 \text{ м}$ більше ніж в три рази (при однакових параметрах задач).

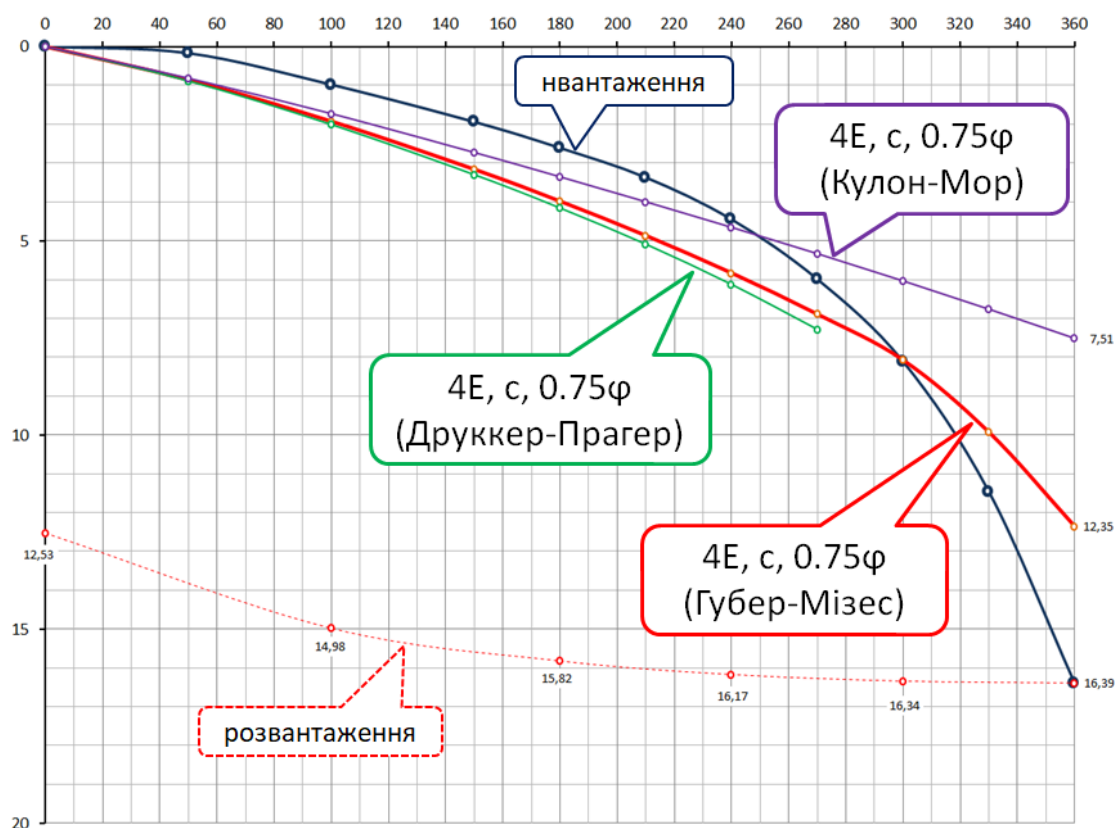


Рис.11. Порівняння трьох умов міцності (Губера-Місеса, Друккер-Прагера, Кулон-Мора)

Fig.11. Comparison of the three conditions strength (Huber-Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb)

Встановлено що збільшення модуля деформації (E) в 4 рази дозволяє наблизити результати моделювання до натурних випробувань паль в межах $0,7N$ граничних значень навантажень на палю.

При розв'язанні нелінійних задач для отримання збіжності результатів між моделюванням та натурним випробуванням більш впливовим параметром був кут внутрішнього тертя (φ) ніж питоме зчеплення (c).

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи та фундаменти споруд. Зміна № 1: ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 55с.
2. Бойко І.П. Методи випробувань ґрунтів за допомогою буроін'єкційної палі великого діаметру / І.П. Бойко, Ю.В. Карпенко, С.М. Новофастовський // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – Вип. 28 – К.: КНУБА, 2004. – с. 11-16.
3. Бойко І.П. Сопротивление просадочных грунтов для расчета буровыножек свай / И.П. Бойко, А.Е. Дельник, А.Л. Козак, Н.И. Орленко // Республиканский межведомственный научно-технический сборник «Основания и фундаменты». Выход 223. – К.: Будівельник, 1990, с. 5-9.
4. Зоценко Л.М. Досвід використання буроін'єкційних паль в водонасичених лесових ґрунтах / Л.М. Зоценко, В.П. Левченко, В.М. Зоценко // Строительная наука и техника – Выход. № 3(18) – Минск, 2008. – С.23.
5. Зоценко Л.М. Особливості влаштування буроін'єкційних паль у водонасичених піщаних ґрунтах / Л.М. Зоценко, В.П. Левченко, С.В. Біда, М.Ф. Передерій // Зб. наук. праць (Галузеве машинобудування, будівництво) Полтава: ПНТУ, 2009. -76с.
6. Левченко В.П. Експериментальні дослідження впливу обтиснення бетону при влаштуванні буроін'єкційних паль / В.П. Левченко // Строительство, материаловедение, машиностроение: Сб. науч. трудов. – Выход. №74 – Дніпропетровськ ПГАСА, 2010. – С. 243-251.

REFERENCES

1. Osnovy ta fundamente sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2009. (2011). Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 55 (in Ukrainian).
2. Boyko I.P., Karpenko Yu.V., Novofastovskyi S.M. (2004). Metody vyprobuvan gruntiv za dopomohoiu buroinektsiinoi pali velykoho diametru [Methods of soil tests using large-diameter continuous flight auger piles] Osnovy i fundamente: Mizhvidomchyi naukovotekhnichniy zbirnyk. Kyiv: KNUBA, 28, 11-16 (in Ukrainian).
3. Boyko I.P., Delnik A.E., Kozak A.L., Orlenko N.I. (1990). Soprotivlenie prosadochnyih gruntov dlya rascheta buroinektsionnyih svay [Resistance of collapsible soils to calculate continuous flight auger piles]. Respublikanskiy mezhve-domstvennyiy nauchno-tehnicheskii sbornik «Osnovaniya i fundamenteyi». Kyiv: Budivelnik, 223, 5-9 (in Russian).
4. Zotsenko L.M., V.P. Levchekno. (2008). Dosvid vikoristannya buroinektsiynih pal v vodonasichenih lesovih gruntah [Experience of using continuous flight auger piles in saturated loessial soils] Stroitel'naya nauka i tehnika. Minsk, 3(18), 23 (in Ukrainian).
5. Zotsenko L.M., V.P. Levchenko, S.V. (2009). Osoblivosti vlashtuvannya buroinektsiynih pal u vodonasichenih pischanih gruntah [Features of the installation continuous flight auger piles in water-saturated sandy soils] Zb. nauk. prats (Galuzeve mashinobuduvannya, budivnitstvo) Poltava: PNTU, 76 (in Ukrainian).
6. Levchenko V.P. (2010). Eksperimentalni doslidzhennya vplivu obtisnennya betonu pri vlashtuvanni buroinektsiynih pal [Experimental investigations of the influence of concrete compression on the arrangement of continuous flight auger piles]. Stroitelstvo, materialovedenie, mashinostroenie: Sb. nauch. Trudov. Dnipropetrovsk PGASA, 74, 243-251 (in Ukrainian).

Numerical simulation of interaction continuous flight auger pile with a soil mass under static vertical load

*Igor Boyko,
Oleg Krivenko,*

Summary. The full-scale static test of a continuous flight auger (CFA) pile for vertical

loading by means of numerical modeling is reproduced.

The modeling process can be divided into two stages: determining the calculated boundaries of the soil; identification of mechanical parameters of soils (young's modulus (E), cohesion (c), friction angle (φ)).

The first stage of modeling is to break the grid of finite elements in the plan so that it thickens from the periphery to the continuous flight auger (CFA) pile (in our case, the pitch of the grid varies from 1 m to 10 cm). Then break the finite elements of the array in height with a certain step (in this work, a step of 1m). Then you need to determine how much the height of the soil will be under the pile tip. For this purpose 4 variants are considered: 2,5m; 5m; 10m; 20m. Looking at the results, it can be seen that starting from 10 m and less, deviations within 5%, so we take as a basis the soil thickness of 10 m. Then the size of the soil in the plan was selected. Five options were considered: 5x5m; 10x10m; 20x20m; 30x30m; 40x40m. The basis was 30x30m. As a result of this stage we take 10m under the pile, in the plan 30x30m (the pile is placed in the center).

After establishing the dimensions of the calculation model, we are moving to the identification of the mechanical characteristics of the soil (E , c , φ). Identification of mechanical characteristics of the soil was performed in a layer around the pile 10 cm thick. At the beginning, the young's modulus (E) was identified by linear calculation. It is established if the young's modulus equal to $4E$ it allows to reproduce the results of field tests within the limits of elastic work of soil most precisely. If we take into account the nonlinearity, then our straight line begins to bend. Then, the cohesion (c) was identified, which showed that this indicator does not make a significant contribution to the relationship between load and sedimentation. Therefore, it is accepted to leave the cohesion unchanged. The friction angle (φ) is taken into account with a coefficient of 0.75φ .

Based on the establishment of the size of soil mass and the identified mechanical parameters of the soil, the results of calculations were compared under three conditions strength: Huber-Mises, Drucker-Prager, Mohr-Coulomb.

Key words. Continuous Flight Auger (CFA) piles, cohesion (c), friction angle (φ), young's modulus (E), bored pile, cast-in situ pile, conditions strength.

Дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях

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: 10.32347/0475-1132.43.2021.17-29

Анотація. Проведено дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації в плані при влаштуванні та не влаштуванні деформаційних швів між блоками малоповерхової будівлі за допомогою числового моделювання за методом скінченних елементів (МСЕ). Розглянуто два варіанти фундаментної плити – з влаштуванням та не влаштуванням деформаційних швів.

Через велику різницю в навантаженнях в різних приміщеннях та зонах будівлі для запобігання нерівномірності деформації основ в якості фундаменту було прийнято монолітний залізобетонний фундамент плитного типу товщиною 400 мм. Каркас будівлі – монолітний залізобетонний з вертикальними несучими елементами у вигляді колон, пілонів та стін, які об'єднані монолітними плитами перекриття, які створюють диски жорсткості.

Основою для плитного фундаменту слугують піщані ґрунти пилюваті та дрібні, середньої щільності з лінзами супісків пластичних.

Після проведення розрахунків було проаналізовано напружено-деформований стан (НДС) фундаментних конструкцій будівлі, а саме: осідання фундаментної плити, перерозподіл згинальних моментів у фундаментній плиті в напрямках осі X та осі Y та підібрано відповідну площу робочого армування фундаментної плити. В результаті розрахунків було встановлено, що наявність деформаційних швів суттєво впливає на перерозподіл зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях. При їх влаштуванні відбувається збільшення згинальних моментів у зонах віддалених від стику блоків будівлі з 5% до 20%. Суттєве збільшення згинальних моментів відбувається в зоні стику блоків будівлі при



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



Олександр Литвин
асистент кафедри
геотехніки

влаштуванні деформаційних швів. В даних зонах зафіксоване збільшення згинальних моментів від 10% до 3-х разів, що суттєво впливає на витрати армування фундаментної плити. Також показано, що влаштування деформаційних швів практично не впливає на максимальні значення осідання фундаментної плити.

Тому для малоповерхових будівель рекомендовано влаштовувати варіант фундаментної плити без деформаційних швів.

Ключові слова. Плитний фундамент, деформаційний шов, згинальні моменти, деформації, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній час при створенні реабілітаційно-оздоровчих комплексів частіше за все зводять малоповерхові будівлі для поєднання їх габаритних розмірів з навколишнім середовищем та «вписуванням» даних будівель у рельєф майданчика будівництва. Досить часто для забезпечення функціонального призначення будівель вико-

нують їх складної конфігурації в плані (Рис. 1, 2, 3). В даних умовах зводять як будівлі для відпочинку, так і будівлі для господарсько-побутових потреб. Об'єктом дослідження в даній роботі є саме господарсько-побутовий корпус. Дана будівля складається з трьох блоків, які доповнюють одна одну та створюють єдиний замкнутий комплекс для задоволення покладених на дану будівлю потреб. Для таких будівель найчастіше влаштовують фундаменти неглибокого закладання і особливих проблем з їх розрахунком та проектуванням не виникає. Але в умовах складних ґрунтових умов виникає потреба у влаштуванні плитних фундаментів. А так як дані будівлі часто бувають складними по конфігурації в плані, то виникає ряд питань, які необхідно вирішити при дослідженні напружено-деформованого стану даних фундаментів. Самими частішими питаннями для вирішення є:

- Вибір товщини фундаментної плити, яка впливає на витрати матеріалів та загальну вартість фундаментів.
- Прийняття рішення про необхідність влаштування деформаційного шва між блоками складної по конфігурації в плані малоповерхової будівлі.
- Встановлення перерізу вертикальних несучих елементів для забезпечення їх міцності та надійності, а також загальної стійкості будівлі.
- Вибір несучого шару основи та розробку рекомендацій для його підготовки.
- Вибір методу розрахунку.
- Встановлення моделі деформування ґрунтового середовища для забезпечення отримання коректних результатів розрахунків.
- Вибір розмірів ґрунтового масиву при розробці скінчено-елементної моделі будівлі.

В даній роботі наведено дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації в плані при наявності або відсутності деформаційних швів між блоками будівлі (Рис. 1, 2). Тому що прийнятий варіант фундаментної плити безпосередньо впливає на витрати її арму-

вання, що визначає кінцеву вартість влаштування фундаментів. Оскільки за архітектурним задумом для гармонійного поєднання в загальний ансамбль забудови скатна покрівля об'єкту дослідження має бути суцільна, без розрізання деформаційними швами з фронтонними стінами. Тому виникає ще один важливий аспект дослідження: вплив різниці осідань окремих блоків будівлі на прояв деформацій у конструкціях покрівлі, де поява тріщин не допустима, щоб унеможливити замочування внутрішнього простору будівлі атмосферними опадами.

Наведені питання потребують додаткового дослідження і обґрунтованого прийняття рішень, на перший погляд, у простих будівлях.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженнями перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації займалося багато вчених. Так, у роботі Винникова Ю.Л., Харченка М.О., Марченка В.І., Ларцевої І.І [1, 2] автори роблять акцент на використанні коректних моделей деформування ґрунтової основи, які описують зміну параметрів ґрунтів та етапи завантаження та розвантаження плитних фундаментів при виконанні числових розрахунків за методом скінчених елементів (МСЕ).

У роботі [4] автором проведені чисельні дослідження напружено-деформованого стану фундаментних плит, використовуючи у розрахунковій моделі плиту на пружній основі та наголошено на коректність встановлення коефіцієнтів жорсткості основи.

В роботі [5] М.В.Корнієнка, В.В.Жук, І.С.Чегодаєва, С.В.Поклонського наведено експериментальні дані про спостереження за деформаціями комплексу будинків на плитних фундаментах. Показано важливість таких дослідних даних для підвищення ефективності проектування фундаментних конструкцій.

У статті [6] І.В.Маєвської, Н.В.Блащук, Г.В.Маєвського проведено дослідження впливу товщини і форми фундаментної

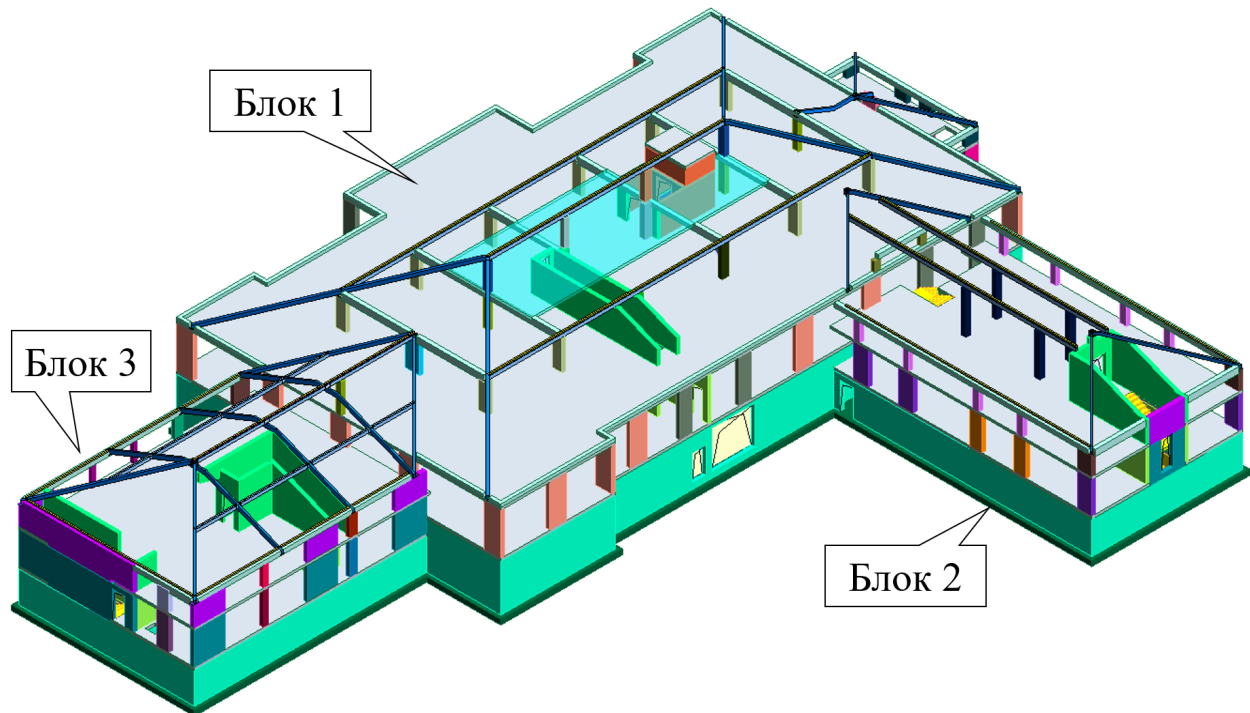


Рис.1. Загальний вигляд несучих конструкцій будівлі.
Fig.1. General view of bearing structures of the building.

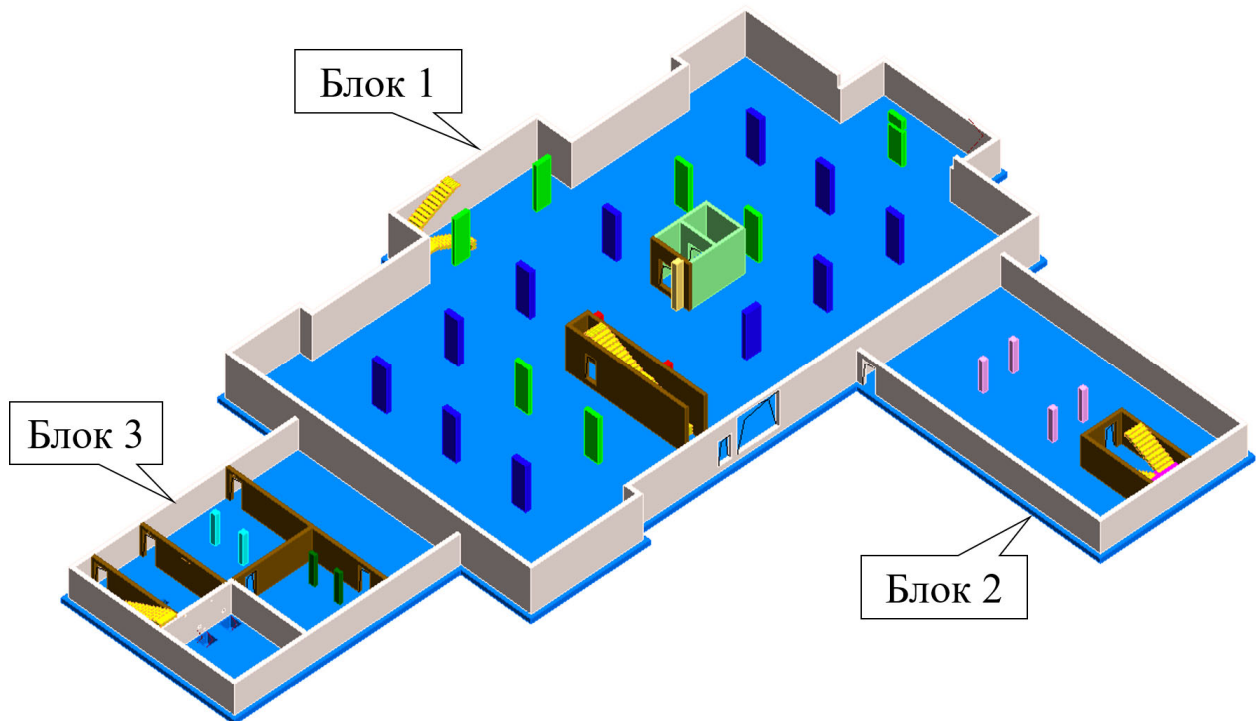


Рис.2. Загальний вигляд несучих конструкцій підвалу будівлі.
Fig.2. General view of bearing structures of the basement of the building.

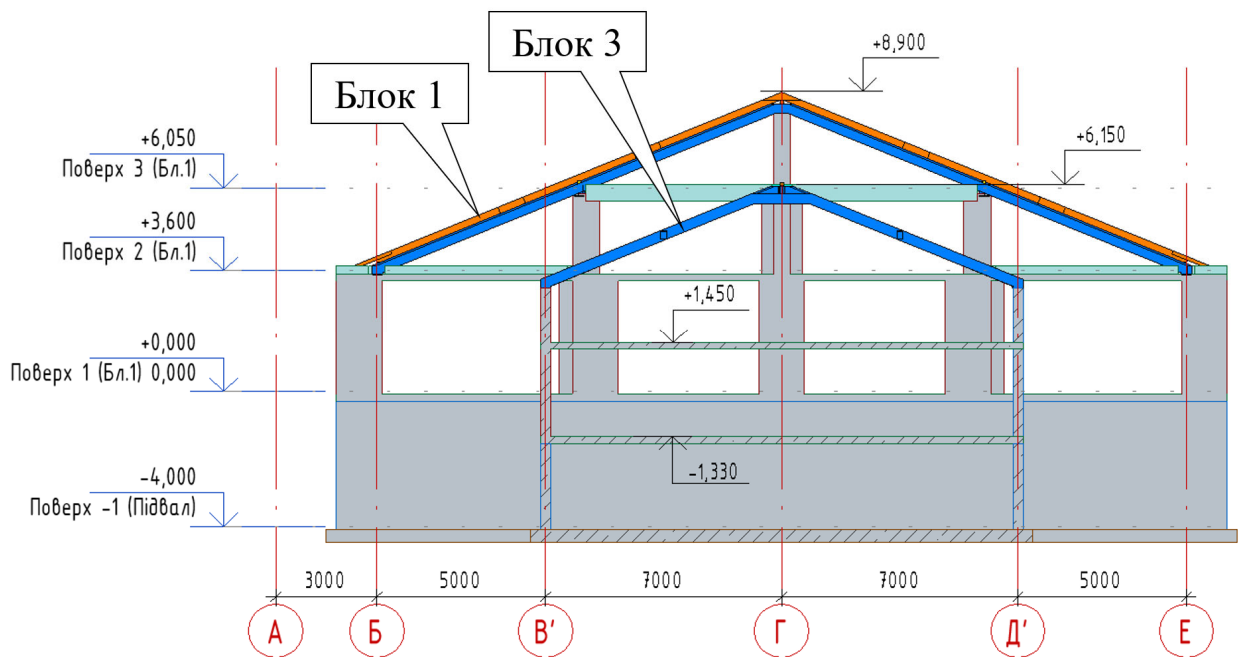


Рис.3. Характерний розріз будівлі.

Fig.3. Characteristic section of the building.

плити на розподіл внутрішніх зусиль та показники витрат матеріалів, вартість та трудомісткість. Авторами було встановлено, що найбільш оптимальним є плитний фундамент з мінімальною товщиною плити.

У роботах [8, 3] наведено проблемні питання при влаштуванні плитних фундаментів для зерносушильних комплексів при змінному навантаженні.

В дослідженні Бойка І.П, Носенка В.С., Підлущкого В.Л. [9] наведені питання вибору габаритів ґрунтового масиву при проведенні числового моделювання та їх вплив на перерозподіл зусиль у фундаментній плиті висотного будинку.

МЕТА РОБОТИ

Дослідити характер перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації в плані при влаштуванні та не влаштуванні деформаційних швів між блоками малоповерхової будівлі за допомогою числового моделювання за методом скінчених елементів (МСЕ).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідження перерозподілу зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях виконано на реальній споруді, а саме на господарсько-побутовому корпусі реабілітаційно-оздоровчого комплексу, який знаходиться в с.м. Козин Київської області. Дана будівля складається з трьох блоків (Рис. 1-3), які доповнюють одна одну та створюють єдиний замкнутий комплекс. Всі три блоки мають різні висоти поверхів та різні габаритні розміри в плані, що ускладнює дану будівлю з конструктивної точки зору. В блоці 1 передбачається заїзд вантажних автомобілів, тому має бути враховане відповідне навантаження при розрахунках несучих конструкцій будівлі. В плані блоки будівлі досить широкі, що створює особливі вимоги до проектування несучих конструкцій покрівлі, що вимагає досить потужних перерізів кроквяних систем, а також необхідно передбачити металеві несучі опорні підкроквяні ноги. В блоці 3 через неможливість влаштувати проміжних опор для покрівлі виникає великий проліт, тому

тут передбачено металеву несучу раму, по якій влаштовано кроквяну систему покрівлі. Все це вимагає розробити надійний та міцний несучий каркас будівлі.

Тому конструктивна схема будівлі - двоповерхова залізобетонна каркасна будівля з підвалом під всією плямою забудови, загальними розмірами 65,9 x 48,4 м.

Враховуючи дані геологічних вишукувань (неоднорідний склад ґрунтів основи під будівлею – лінзи, тощо) та велику різницю в навантаженнях в різних приміщеннях та зонах будівлі для запобігання нерівномірності деформації основ в якості фундаменту було прийнято монолітний залізобетонний фундамент плитного типу товщиною 400 мм. Вертикальні несучі елементи - монолітні залізобетонні колони, пілони та стіни, які забезпечують просторову жорсткість будівлі. Перекриття - монолітні залізобетонні плити товщиною 200-250 мм. Сходи також передбачено монолітними залізобетонними. Розташування несучих елементів будівлі наведено на Рис. 1-3.

Згідно інженерно-геологічних вишукувань в геологічній будові території до розвіданої глибини 15,0 м приймають участь четвертинні алювіальні відклади, які перекриті насипними ґрунтами незначної потужності. У літологічному відношенні це в переважній більшості піски пилюваті та дрібні, середньої щільності та щільні, а також подеколи зустрінуті супіски пластичні з лінзами піску. Рівень ґрунтових вод (РГВ) встановлений на глибині 5,0-5,4 м від поверхні. Водовмістними ґрунтами служать алювіальні піски (ІГЕ-3). Характерний інженерно-геологічний розріз будівельного майданчика наведено на Рис. 4. В Табл. 1 представлено основні фізико-механічні характеристики ґрунтів основи.

Скінченно-елементна модель включає в себе всі елементи несучого каркасу будівлі та фундаментів (Рис. 6), а також об'ємний ґрунтовий масив (Рис. 5). Ґрунтова основа задавалася як суцільне багатопшарове об'ємне середовище, в якому враховані нашарування ґрунтів та їх фізико-механічні характеристики. Ґрунт у розрахунковій схемі заданий як модель пружного середо-

вища, в якому враховані щільність ґрунту ρ , коефіцієнт Пуассона ν , модуль загальних деформацій E . 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. Виконувалося згущення сітки по периметру конструкцій будівлі та безпосередньо під фундаментною плитою. Розташування, потужність та механічні властивості ґрунтових шарів відповідають даним інженерно-геологічних вишукувань.

Розрахунки напружено-деформованого стану фундаментних конструкцій з ґрунтовою основою проводилися шляхом числового моделювання взаємодії елементів системи «основа-фундамент-споруда» за методом скінченних елементів у тривимірній пружній постановці з використанням програмного комплексу Simulia Abaqus.

Навантаження від власної ваги каркасу будівлі та оздоблюваних матеріалів задане через питому вагу відповідних матеріалів конструкцій. Корисне навантаження задане у вигляді рівномірно-розподіленого. Кроквяна система задана через несучі металеві рами каркасу покрівлі, на які опирається конструкція покрівлі через «натягнуту» мембрану покриття з відповідним навантаженням.

В процесі дослідження аналізувалися наступні результати: осідання фундаментної плити (Рис.7), згинальні моменти у фундаментній плиті в напрямку осі X та осі Y (Рис.8, 9). Порівняння результатів розрахунків в конкретних точках фундаментної плити представлено у вигляді гістограм на Рис.10 та Рис.11.

В роботі було проведено розрахунки двох варіантів фундаментної плити складної конфігурації в плані: а) без деформаційного шва (ДШ) та б) з деформаційним швом (ДШ) між блоками малоповерхової будівлі. Здавалося б таке питання для такої малоповерхової будівлі і не серйозне, але розглянувши наступні питання стає зрозумілим про необхідність дослідження.

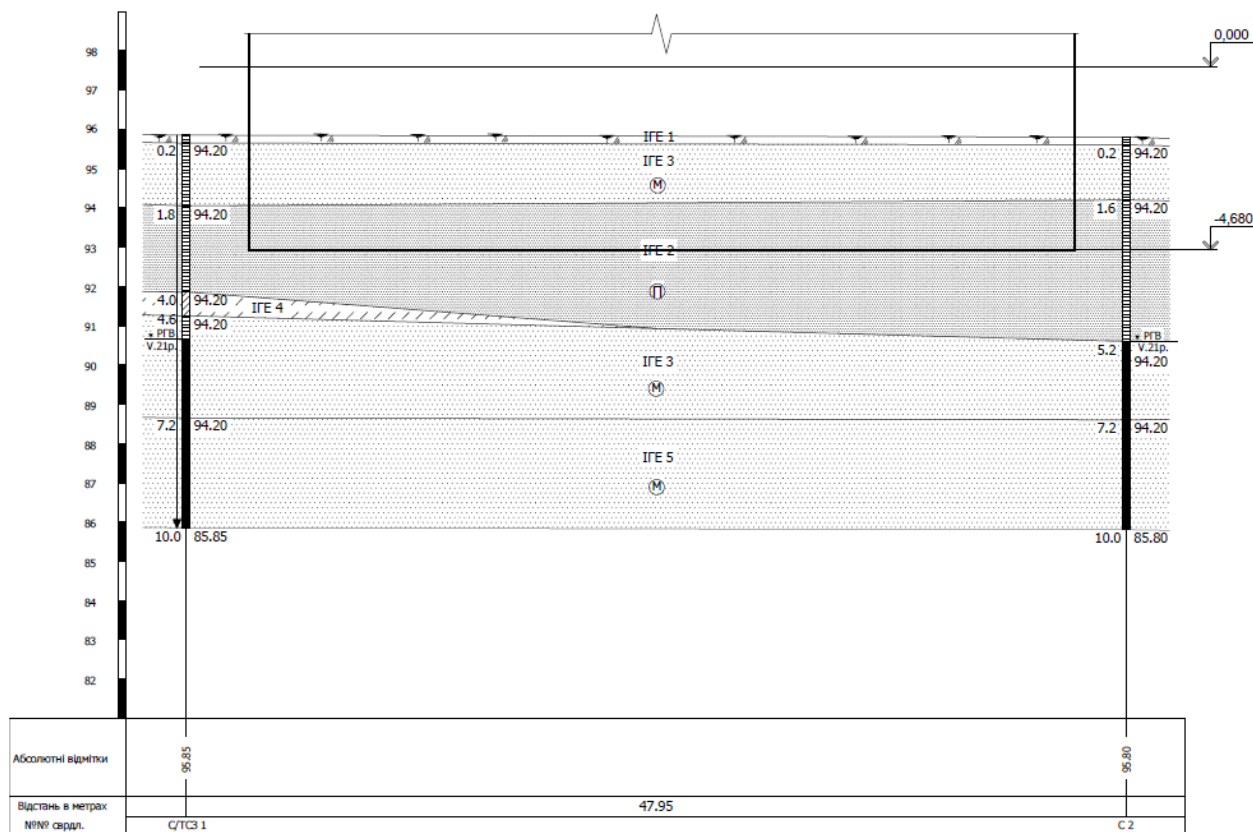


Рис.4. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка будівлі.

Fig.4. Engineering-geological section of the 3construction site and landing of the building.

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 внутріш- нього тертя, градуси	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ρ	W	e	φ	c	E
1	-	0,23	-	-	-	-
2	1,76	0,09	0,650	30	4	18
3	1,74	0,10	0,650	32	2	28
4	1,86	0,22	0,740	25	13	12
5	2,05	0,12	0,550	36	4	38

Примітка. Найменування ґрунтів:

ІГЕ-1: Ґрунтово-рослинний шар - пісок дрібний, гумусований, малого ступеня водонасичення.

ІГЕ-2: Пісок пиловатий, середньої щільності, малого ступеню водонасичення з прошарками піску дрібного та лінзами супіску.

ІГЕ-3: Пісок дрібний, середньої щільності, від малого ступеню водонасичення (вище РГВ) до насиченого водою (нижче РГВ) з прошарками піску пиловатого.

ІГЕ-4: Супісок пластичний з лінзами піску.

ІГЕ-5: Пісок дрібний, щільний, насичений водою з прошарками піску пиловатого.

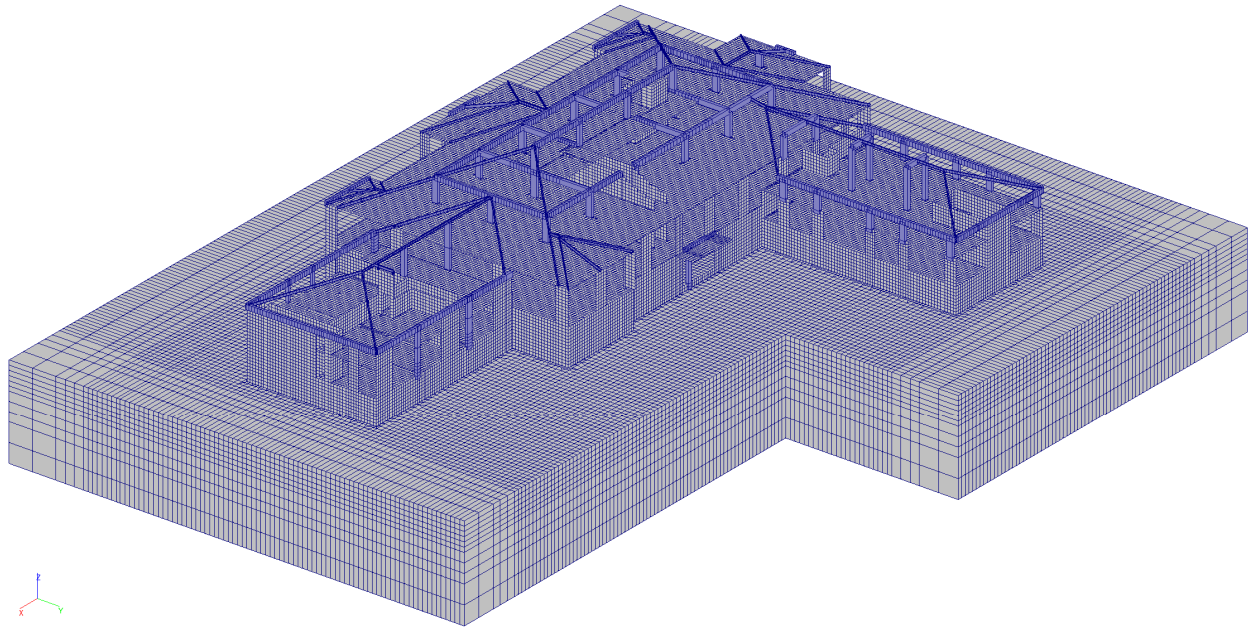


Рис.5. Скінченно-елементна модель будівлі з ґрунтовим масивом.
Fig.5. Finite-element model of a building with a soil massif.

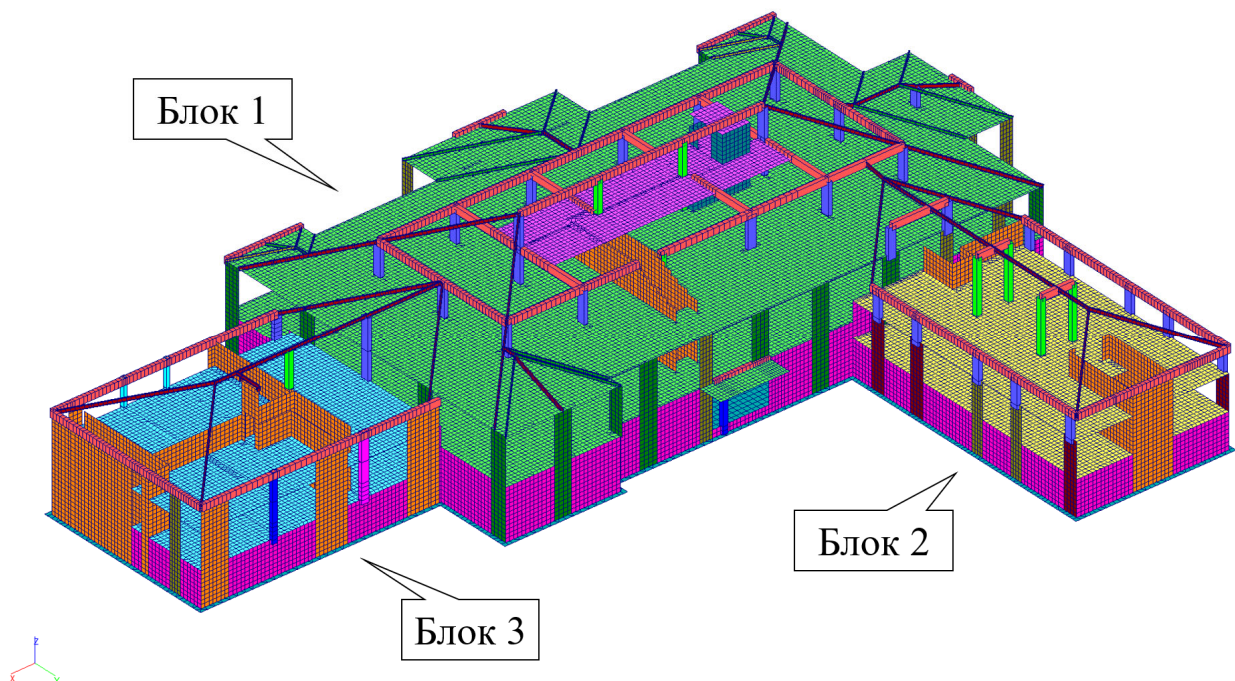


Рис.6. Скінченно-елементна модель несучих конструкцій будівлі.
Fig.6. Finite-element model of bearing structures of the building.

Необхідність дослідження даного питання виникло з наступних міркувань:

- з одного боку влаштування деформаційних швів потрібне, так як будівля досить протяжна з відгалуженими у плані частинами і присутня велика відмінність у навантаженні між її блоками. Тому для кращої роботи фундаментів пропонувався варіант з влаштуванням деформаційного шва;
- з іншого боку будівля складної конфігурації в плані з суцільною покрівлею, яка дуже чутлива до різниці осідань різних блоків і поява деформацій у вигляді тріщин на покрівлі призведе до замочування внутрішнього простору атмосферними опадами і тому для «перехоплення» цих деформацій краще зробити залізобетонні конструкції стін підвалу, фундаментної плити і перекриття суцільними без деформаційних швів. Це, в свою чергу, дасть змогу сприйняти ними і перерозподілити додаткові напруження, які виникнуть в результаті різниці осідань різних блоків та не допустити прояву деформацій покрівельного килиму.

В результаті проведених розрахунків встановлено, що максимальні значення вертикальних деформацій фундаментної плити (осідання) не змінюються та становлять 18,0 мм, а от в зоні стику блоків будівлі відрізняються – у варіанті з деформаційним швом осідання зменшуються до 30 % (Рис.7, Рис.10). У варіанті без деформаційного шва «важчий» блок 1 «привантажує» за собою більш «легкі» блоки 2 і 3, тому осідання в даних зонах є більшими. Загалом відносна різниця осідань між різними блоками не перевищує допустимих значень, а додаткові розтягуючі напруження від цієї різниці осідань можна сприйняти відсотком армування в межах економічно доцільних значень (див. значення згинальних моментів на Рис.8,9). А, отже, це дозволяє зробити будівлю без деформаційних швів і сприйняти додаткові напруження від різниці осідань сумісною роботою перекриття і фундаментною плитою, які утворюють так звану просторову «балку Виренделя» та не доводити їх до конструкцій покрівлі.

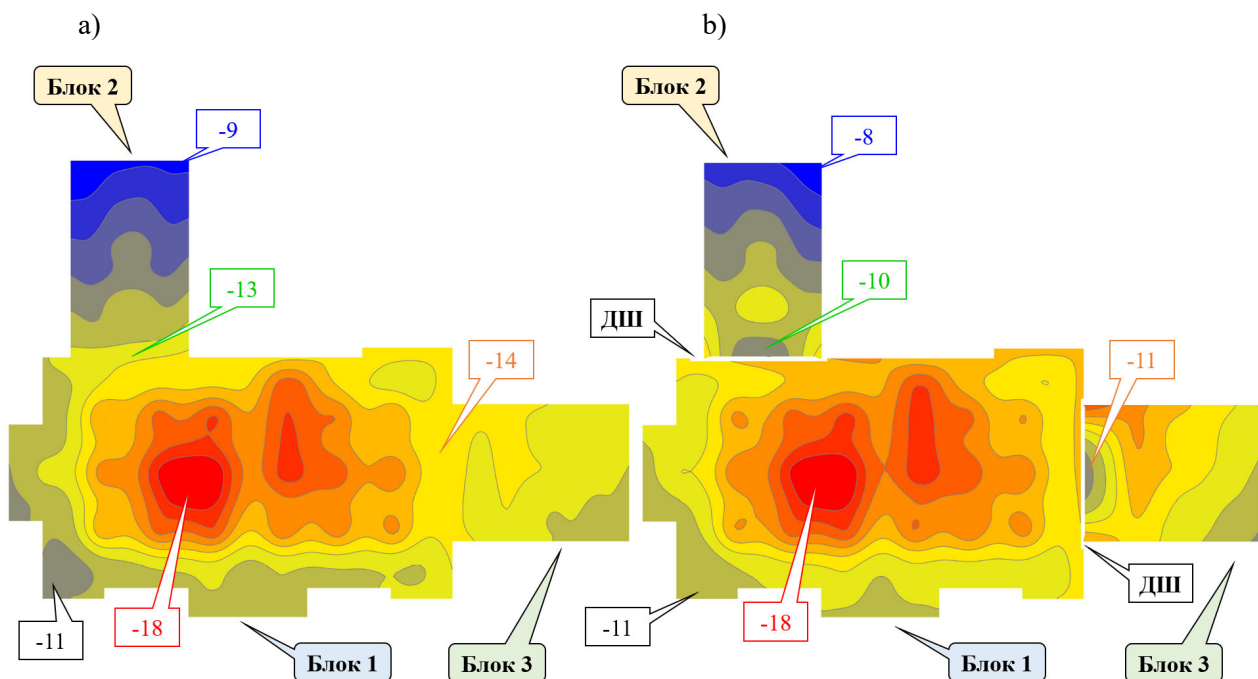


Рис.7. Ізополя вертикальних деформацій фундаментної плити (S, мм): а) без деформаційного шва (ДШ); б) з деформаційним швом (ДШ).

Fig.7. Isofields of vertical deformations of the foundation slab (S, mm): a) without deformation seam; b) with a deformation seam.

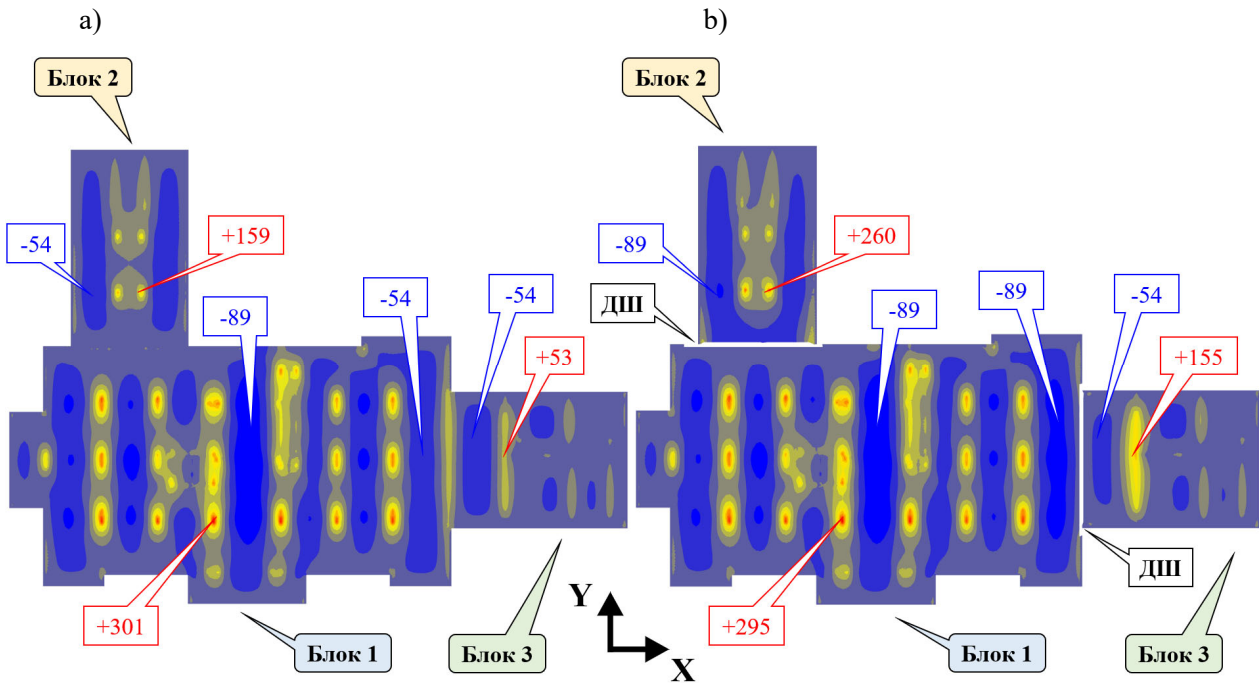


Рис.8. Ізополя згинальних моментів у фундаментній плиті в напрямку осі X (M_x , кН м/м):
 а) без деформаційного шва (ДШ); б) з деформаційним швом (ДШ).

Fig.8. Isopoly of bending moments in the foundation slab in the direction of the X axis (M_x , kN m/m):
 а) without deformation seam; б) with a deformation seam.

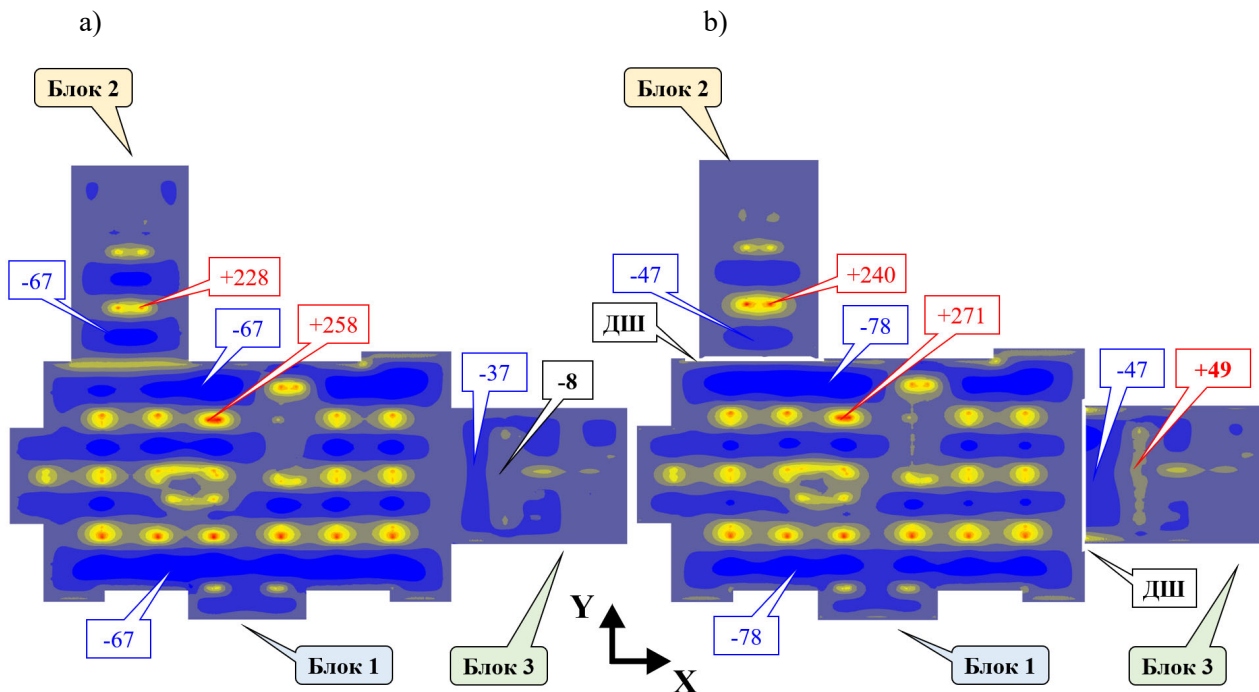


Рис.9. Ізополя згинальних моментів у фундаментній плиті в напрямку осі Y (M_y , кН м/м):
 а) без деформаційного шва (ДШ); б) з деформаційним швом (ДШ).

Fig.9. Isopoly of bending moments in the foundation slab in the direction of the Y axis (M_y , kN m/m):
 а) without deformation seam; б) with a deformation seam.

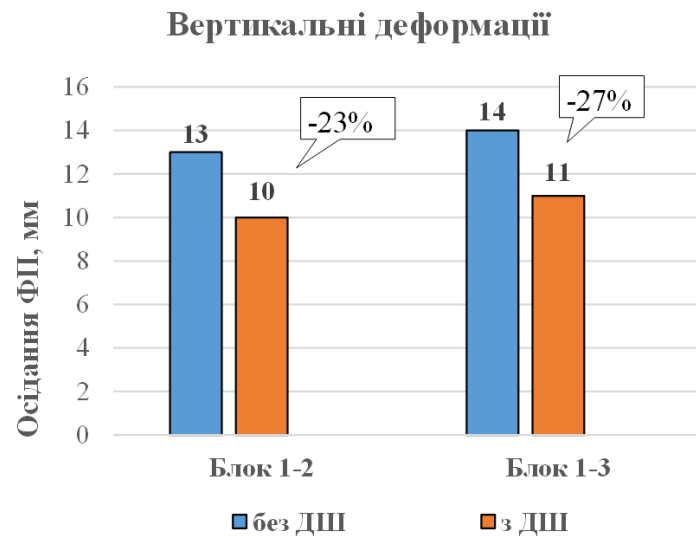
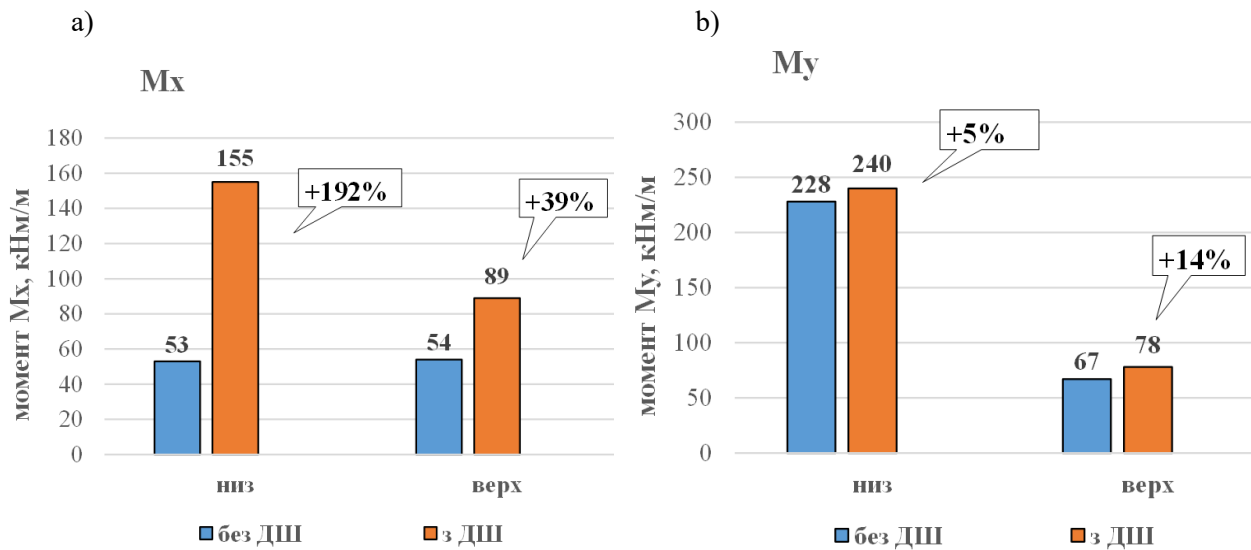


Рис.10.Осідання фундаментної плити, мм.

Fig.10. Settlement of the base plate, mm.

Рис.11.Згинальні моменти у фундаментній плиті (кН м/м): а) в напрямку осі X (M_x) в зоні стику блоків 1-3; б) в напрямку осі Y (M_y) в зоні стику блоків 1-2.Fig.11. Bending moments in the foundation slab (кН м/м): а) in the direction of the X axis (M_x) in the area of blocks 1-3; б) in the direction of the Y axis (M_y) in the area of blocks 1-2.

Також було проаналізовано зміну згинальних моментів у фундаментній плиті без деформаційного шва та з деформаційним швом. Результати наведені на Рис.8, 9, 11. В результаті розрахунків було встановлено, що в зонах фундаментної плити віддалених від стику блоків максимальні значення зги-

нальних моментів практично не змінюються та відрізняються в межах 5%. Значна відмінність спостерігається в зонах в безпосередній близькості біля стику блоків будівлі (зона влаштування деформаційних швів). Встановлено, що при влаштуванні деформаційного шва значення згинальних

моментів збільшуються як в нижній, так і у верхній зонах фундаментної плити, що приводить до збільшення її армування та збільшення вартості. Дане збільшення знаходиться в межах від 10% до 3-х разів.

При аналізі згинальних моментів у фундаментній плиті в напрямку осі X в зоні стику блоків 1-3, то видно, що при влаштування деформаційного шва значення моменту в нижній зоні збільшується на 192%, а у верхній зоні на 39 %. В місці стику блоків 1-2 значення згинального моменту у нижній зоні змінюється з 159 кН м/м на 260 кН м/м (а це збільшення на 63 %); у верхній зоні також відмічається збільшення на 65 % - з 89 кН м/м на 54 кН м/м.

Якщо ж розглянути картину перерозподілу згинальних моментів у фундаментній плиті в напрямку осі Y в зоні стику блоків 1-2, то видно, що при влаштування деформаційного шва значення моменту в нижній зоні збільшується лише на 5%, а у верхній зоні на 14 %, а в зоні стику блоків 1-3 відмічається зміна знаку згинальних моментів, розтягнута верхня зона переходить у розтягнуту нижню зону. Але тут варто відмітити, що самі значення є не великими та перекривається фоновою робочою арматурою. В різних точках блоку 1 також відмічено збільшення значення згинального моменту як в верхній так і в нижній зонах, наприклад у верхній значення збільшується до 17 % (з 67 кН м/м до 78 кН м/м).

Всебічний аналіз результатів досліджень дозволяє проектувати надійні та економічні рішення плитних фундаментів малоповерхових будівель складної конфігурації в плані.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені дослідження дають змогу зробити наступні висновки:

Встановлено, що наявність деформаційних швів суттєво впливає на перерозподіл зусиль у фундаментній плиті складної конфігурації у малоповерхових будівлях.

Досліджено, що при влаштуванні деформаційних швів у фундаментній плиті відбувається збільшення згинальних моментів

у зонах віддалених від стику блоків будівлі з 5% до 20 %.

Встановлено, що суттєве збільшення згинальних моментів відбувається в зоні стику блоків будівлі. В даних зонах зафіксоване збільшення згинальних моментів від 10% до 3-х разів, що суттєво впливає на витрати армування фундаментної плити.

Показано, що влаштування деформаційних швів практично не впливає на максимальні значення осідання фундаментної плити. При влаштуванні деформаційних швів осідання менших за розмірами та легших за загальною вагою блоків будівлі зменшуються до 30%, але дані значення є не критичними та не виходять за межі допустимих значень. При цьому відносна різниця осідань між різними блоками не перевищує допустимих значень.

Влаштування будівлі без деформаційних швів та сприйняття додаткових напружень від різниці осідань за рахунок сумісної роботи монолітних залізобетонних перекриттів і фундаментної плити, які утворюють так звану просторову «балку Виренделя», дає змогу не допустити дані деформації до покриттів та запобігти появі тріщин і замочування внутрішнього простору споруди атмосферними опадами.

Тому, зважаючи на всі фактори, для малоповерхових будівель при влаштуванні плитних фундаментів складної конфігурації в плані рекомендовано влаштовувати варіант фундаментної плити без деформаційних швів. Таке рішення призводить до економії витрат матеріалів на влаштування фундаментної плити без зниження її надійності.

ЛІТЕРАТУРА

1. Винников Ю.Л. Порівняння осідань природних і армованих основ плитних фундаментів зернохосвищ / Ю.Л.Винников, І.І.Ларцева, В.І.Марченко // *Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб.*—К.: НДІБК — 2011. — Вип. 75.—Кн. 2, С.45-52.
2. 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.
3. Жук В.В. До розрахунків спільної роботи будівлі з ґрунтовою основою в умовах нерівномірних деформацій. / В.В. Жук, В.Л.Підлуцький // *Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 36. – С. 9-17.
 4. Жупаненко І. Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі. / І.Жупаненко // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 64-71.
DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.64-71
 5. Корнієнко М.В. Особливості геодезичного моніторингу будівель на плитних фундаментах. / М.В.Корнієнко, В.В.Жук, І.С.Чегодаєв, С.В.Поклонський // *Будівельні конструкції: міжвідомчий наук.-техн. зб.* – К.: НДІБК – 2016. – Вип.83. – Кн.2, С.606-615.
 6. Маєвська І.В. Оптимізація плитних фундаментів за витратами матеріалів / І.В.Маєвська, Н.В.Блащук, Г.В.Маєвський // *Основи та фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 37. – С.352-362.
 7. Основи і фундаменти будівель та споруд. ДБН В.2.1-10:2018. – К.: Мінрегіон України, 2018. – 36с.
 8. Підлуцький В.Л. Формування НДС у фундаментах зерносушільних комплексів при зміні параметрів ґрунтів. / В.Л.Підлуцький, О.В.Литвин // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 55-63.
DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.55-63
 9. Pidlutskyi V. (2017) Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings / V.Pidlutskyi, I.Boyko, V.Nosenko // *Civil and environmental engineering reports CEER*. Poland. – 2017. – 26 (3). P.59-68. <https://doi.org/10.1515/ceer-2017-0035>
 1. Vynnykov Y.L., Lartceva I.I., Marchenko V.I. (2011). Porivniannia osidan pryrodnykh i armovanykh osnov plytnykh fundamentiv zernoskhovyshch [Comparison of subsidence of natural and reinforced bases of slab foundations of granaries]. *Budivelni konstruktсии: mizhvidomchyi na-uk.-tekhn. zb.* Kyiv: NDIBK, 75(2), 45-52 (in Ukrainian).
 2. 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).
 3. Zhuk V.V., Pidlutskyi V.L. (2015). Do rozrakhunkiv spilnoi roboty budivli z hruntovoiu osnovoio v umovakh nerivnomirnykh deformatsii [To the calculation of soil–foundation–structure interaction in conditions of nonuniform deformations]. *Osnovu ta fundamenty: mizhvidomchyi nauково-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 36, 9-17 (in Ukrainian).
 4. Zhupanenko I. (2020). Chyselnyi analiz metodiv rozrakhunku gruntovoi osnovy ta metodiv vyznachennia koefitsientiv posteli [Numerical analysis of methods for calculating the soil base and methods for determining bed coefficients]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 41, 64-71 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.64-71
 5. Korniienko M.V., Zhuk V.V., Chehodaiev I.S., Poklonskyi S.V. (2016). Osoblyvosti heodezychnoho monitorynhu budivel na plytnykh fundamentakh [Features of geodetic monitoring of buildings on slab foundations]. *Budivelni konstruktсии: mizhvidomchyi na-uk.-tekhn. zb.* Kyiv: NDIBK, 83(2), 606-615 (in Ukrainian).
 6. Maievska I.V., Blashchuk N.V., Maievskyi G.V. (2015). Optymizatsiia plytnykh fundamentiv za vytratamy materialiv [Optimization of slab foundations for material costs]. *Osnovu ta fundamenty: mizhvidomchyi nauково-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 37, 352-362 (in Ukrainian).
 7. Osnovy i fundamenty budivel ta sporud. DBN V.2.1–10:2018. (2018). Kyiv: Minregion Ukrayiny, 36 (in Ukrainian).
 8. Pidlutskyi V.L., Lytvyn O.V. (2020). Formuvannia NDS u fundamentakh zernosushylnykh kompleksiv pry zmini parametriv hruntiv [Formation of stress-strain state in the foundations of grain drying complexes when changing soil parameters]. *Osnovu ta fundamenty: Naukovo-tekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 41, 55-63 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.41.2020.55-63

REFERENCES

9. Pidlutskyi V., Boyko I., Nosenko V. (2017) Research of the interaction of piles with different lengths and the grillage in the foundations of high-rise buildings. *Civil and environmental engineering reports CEER*. Poland. 26 (3). 59-68. <https://doi.org/10.1515/ceer-2017-0035>

Investigation of force redistribution in the foundation slab of complex configuration in low-rise buildings

*Vasyl Pidlutskyi,
Oleksandr Lytvyn*

Summary. A study of the redistribution of forces in the foundation slab of a complex configuration in the plan for the installation and non-installation of deformation seams between blocks of low-rise building using numerical simulation by the finite element method (FEM). Two variants of the foundation slab are considered - with the installation and non-installation of deformation seams.

Due to the large difference in loads in different rooms and areas of the building to prevent uneven deformation of the bases as a foundation was adopted monolithic reinforced concrete foundation slab type with a thickness of 400 mm. The frame of the building is monolithic reinforced concrete with vertical load-bearing elements in the form of columns, pylons and walls, which are united by monolithic floor slabs, which create stiffness disks.

The basis for the slab foundation are sandy soils dusty and small, medium density with lenses of plastic sands.

After the calculations, the stress-strain state (SSS) of the foundation structures of the building was analyzed, namely: subsidence of the foundation slab, redistribution of bending moments in the foundation slab in the X and Y directions and selected the appropriate area of working reinforcement of the foundation slab. As a result of calculations, it was found that the presence of deformation seams significantly affects the redistribution of forces in the foundation slab of complex configuration in low-rise buildings. When installing them, there is an increase in bending moments in areas away from the junction of building blocks from 5% to 20%. A significant increase in bending moments occurs in the joint zone of the building blocks when installing deformation seams. In these areas, an increase in bending moments from 10% to 3 times, which significantly affects the cost of reinforcement of the foundation slab. It is also shown

that the device of deformation seams practically does not affect the maximum values of subsidence of the foundation slab.

Therefore, for low-rise buildings it is recommended to arrange a version of the foundation slab without deformation seams.

Key words. Slab foundation, deformation seam, bending moments, deformations, numerical modeling.

Особливості роботи пальових кущів з коротких паль за даними числового моделювання

Ірина Маєвська¹, Наталя Блащук², Юлія Кремінська³

Вінницький національний технічний університет
95, Хмельницьке шосе, Вінниця, Україна, 21000,

¹ irina.mayevskaja@gmail.com, orcid.org/ 0000-0001-5999-6824

² blaschuk@vntu.edu.ua, orcid.org/0000-0001-9764-0271

³ 1b16b.kreminska@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.30-39

Анотація. При проектуванні нового пальового фундаменту є багато суперечливих питань. Одне із них - це різниця в роботі груп з коротких паль та груп з довгих паль. Дослідами встановлено, що навантаження, яке сприймає пальовий фундамент, частково передається на ростверк, а частково - на палі і не завжди несуча здатність паль у складі пальового фундаменту відповідає несучій здатності одиночної палі.

Характер цього перерозподілу суттєво залежить від довжини палі, особливо це стосується роботи груп з коротких паль. На сьогоднішній день питання створення достовірної розрахункової моделі ґрунтової основи, що забезпечує достатню відповідність між результатами розрахунку і роботою натурних паль – все ще одна із найважливіших проблем фундаментобудування. Використання ресурсів несучої здатності паль є одним із передових способів досягнення економії при влаштуванні пальових фундаментів. Попередні дослідження показали, що при роботі куща з короткими палями група працює як суцільний ґрунто-пальовий масив. При підтвердженні цієї гіпотези можна було б зменшувати кількість паль в межах габаритів ростверку без суттєвої втрати несучої здатності куща.

Проведені комплексні числові дослідження розрахункової моделі стовпчастого пальового фундаменту за допомогою програмного комплексу Plaxis в залежності від геометричних параметрів (довжини та кількості паль). Здійснювалось варіювання кроком та кількістю паль при сталих розмірах ростверку. Розглянуто варіанти коротких та довгих паль, а також ґрунтового середовища з піщаних та глинистих ґрунтів. Аналізувались ступені реалізації несучої



Ірина Масєвська
доцент кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури
к.т.н., доц.



Наталя Блащук
доцент кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури
к.т.н., доц.



Юлія Кремінська
магістр кафедри
будівництва, міського господарства
та архітектури

чої здатності паль і ростверку у складі пальового фундаменту для паль різної довжини.

Оцінено ефективність застосування коротких паль порівняно із довгими палями. Визначено, що короткі палі у складі куща працюють більш ефективно, ніж довгі. В випадку застосування коротких паль можна з метою економії матеріалів зменшити кількість паль в групі при збереженні розмірів ростверку з незначною втратою несучої здатності.

Ключові слова. Числове моделювання, новий пальовий фундамент, короткі палі, довгі палі, ростверк, модель.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ ТА АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Використання ресурсів несучої здатності паль є одним із передових способів досягнення економії при влаштуванні пальових фундаментів. Попередні дослідження [1 – 5] показали, що при роботі куща з короткими палями група працює як суцільний ґрунто-пальовий масив. При підтвердженні цієї гіпотези можна було б зменшувати кількість паль в межах габаритів ростверку без суттєвої втрати несучої здатності куща. У літературі є пропозиції [6] щодо перетворення пальового фундаменту на умовний фундамент мілкого закладання не тільки для визначення його осідання, а і з метою визначення несучої здатності групи паль з низьким ростверком. Всі ці питання потребують подальших досліджень.

На сьогоднішній день всі аналітичні рішення, що використовуються для визначення напружень і переміщень в ґрунтовій товщі, будуються на теоріях лінійно деформованого стану [7]. У зв'язку з великими математичними труднощами, область застосування аналітичних методів досить сильно обмежена. Питання створення достовірної розрахункової моделі ґрунтової основи, що забезпечує достатню відповідність між результатами розрахунку і роботою натурних паль – все ще одна із найважливіших проблем фундаментобудування.

Розрахунковий комплекс Plaxis являє собою цільовий пакет геотехнічних програм для скінченно-елементного аналізу напруженого стану системи «будівля–основа» в плоскій і просторовій постановці. Численні роботи різних авторів [3, 8 – 10] доводять прийнятність одержаних результатів геотехнічних досліджень за допомогою цього комплексу.

МЕТА РОБОТИ

У даній роботі поставлена задача дослідити реалізацію роботи пальового фундаменту з ґрунтовою основою в залежності від довжини, кількості, розміщення паль та ґрунтових умов. Дослідженнями розгляда-

ється однорідний піщаний та глинистий ґрунт основи.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

При математичному моделюванні за початкову експериментальну модель нового пальового фундаменту були прийняті такі параметри:

- модель ґрунту – пружно-пластична модель Кулона-Мора;

- модель пальового фундаменту під колоною – ростверк розміром в плані 2,4х2,4 м, товщиною 0,9 м і палі забивні поперечного перерізу 0,3 х 0,3 м;

- палі довжиною 3,0 м з кроком 3d, 4,2 d і 6d;

- палі довжиною 10,0 м з кроком 3d, 4,2d і 6d;

- величина навантаження, яка сприймається плитою ростверку, розраховується як добуток реактивного опору ґрунту, який знаходиться під подошвою ростверку, на площу ростверку (без врахування площі паль);

- величина навантаження, яка сприймається палями, розраховується як різниця загального навантаження на стовпчастий пальовий фундамент і величини навантаження, яка сприймається плитою ростверку.

Моделювання сумісної роботи ростверку і паль планується на однорідній піщаній та глинистій основі. Характеристики піщаного ґрунту:

пісок дрібний, $\gamma = 18,6 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,67$, $c = 2 \text{ кПа}$, $\phi = 32^\circ$, $E = 28 \text{ МПа}$.

Характеристики глинистого ґрунту:

суглинок, $\gamma = 18,5 \text{ кН/м}^3$, $e = 0,75$, $c = 23 \text{ кПа}$, $\phi = 21^\circ$, $E = 14 \text{ МПа}$.

Варіювання кількістю паль здійснюється в межах сталих габаритів ростверка.

Програму моделювання наведено в Табл. 1.

Додатково до програми моделювання включені такі дослідження:

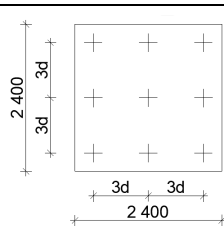
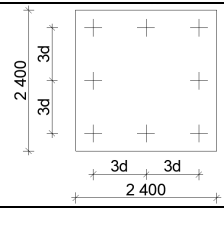
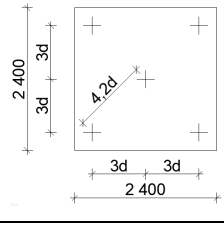
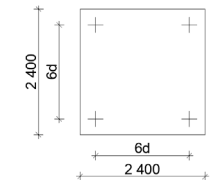
- моделювання роботи одиночних паль довжиною 3 та 10 м;

- моделювання роботи ростверку розмірами 2,4х2,4 м як фундаменту мілкого закладання;

- моделювання роботи умовного фундаменту мілкого закладання при довжині паль 3 та 10 м.

Табл. 1. Програма математичного моделювання роботи пальового фундаменту

Table 1. The program of mathematical modeling of the pile foundation

Група дослідів	Довжина та поперечний розмір паль	Крок і кількість паль
1	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
2	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
3	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
4	$L = 3 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	
	$L = 10 \text{ м}, d = 0,3 \text{ м}$	

При моделюванні умовного фундаменту він представляється як суцільний фундамент призматичної форми з розмірами в плані і по глибині, що відповідають розмірам умовного фундаменту, визначеними за рекомендаціями норм [7] для розрахунку осідання пальового фундаменту.

При вирішенні поставленої задачі були використані результати математичного моделювання пальового фундаменту із забивних паль за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D Foundation.

Для проведення моделювання були прийняті забивні палі із бетону C20/25 (B25), довжиною 3 м та 10 м, поперечним перерізом 0,3х0,3 м.

Розміри змодельованого ґрунтового масиву для максимального зменшення впливу крайових ефектів на осідання палі прийнята в плані 20х20 м, та завтовшки 20 м. Одна з побудованих моделей ґрунтового масиву та розрахункова модель стовпчастого пальового фундаменту зображені на Рис. 1 та 2.

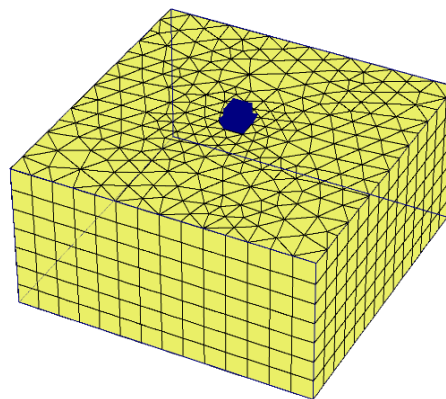


Рис. 1. Розрахункова модель ґрунтового масиву
Fig.1. Calculation model of the ground array

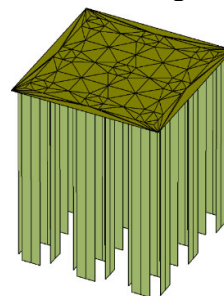


Рис. 2. Розрахункові моделі стовпчастого пальового фундаменту, палі довжиною 3 м при кроці 3d
Fig.2. Calculation models of columnar pile foundation, piles 3 m long with a step of 3d

Fig.2. Calculation models of columnar pile foundation, piles 3 m long with a step of 3d

На Рис. 3 та 4 для прикладу зображені мозаїки вертикальних деформацій піщаного ґрунту при навантаженні пальового фундаменту розмірами 2,4 м х 2,4 м.

На Рис. 5 представлений результат мозаїки вертикальних деформацій піщаного ґрунту при навантаженні умовного фундаменту, довжина паль 3 м та 10 м відповідно.

На Рис. 6 та 7 представлені результати графіків залежності осідання-навантаження, визначених математичним моделюванням для дослідних пальових фундаментів. Також на графіках наведена крива, що відображає умовний фундамент.

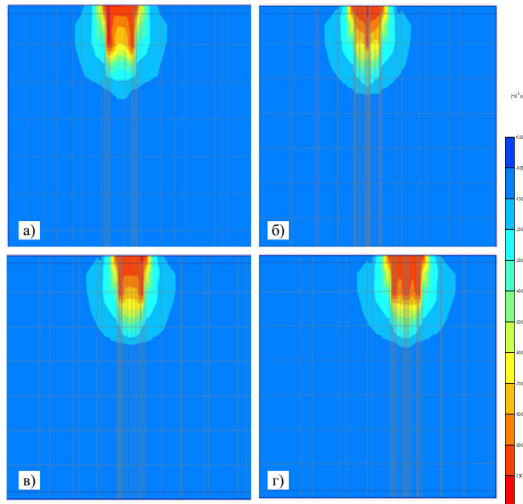


Рис. 3. Мозаїка вертикальних деформацій піщаного ґрунту при навантаженні пальового фундаменту з розмірами ростверку 2,4 м х 2,4 м; довжина паль 3 м; кількість паль: а) 4 шт; б) 5 шт; в) 8 шт; г) 9 шт

Fig. 3. Mosaic of vertical deformations of sandy soil at loading of the pile foundation with the sizes of a grid of 2,4 m x 2,4 m; pile length 3 m; number of piles: a) 4 pcs; b) 5 pcs; c) 8 pcs; d) 9 pcs

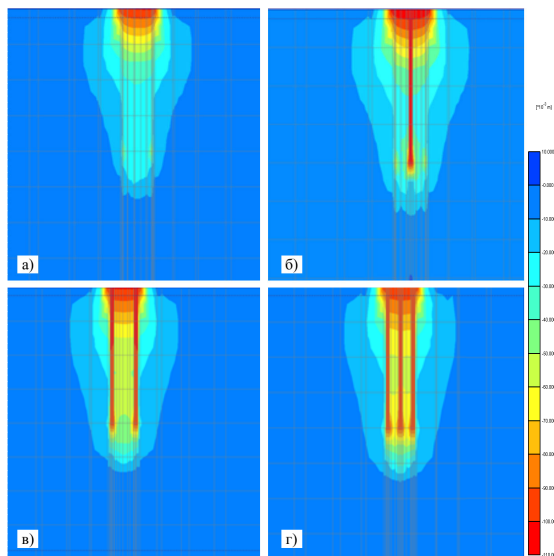


Рис. 4. Мозаїка вертикальних деформацій піщаного ґрунту при навантаженні пальового фундаменту з розмірами ростверку 2,4 м х 2,4 м; довжина паль 10 м; кількість паль: а) 4 шт; б) 5 шт; в) 8 шт; г) 9 шт

Fig. 4. Mosaic of vertical deformations of sandy soil at loading of the pile foundation with the sizes of a grid of 2,4 m x 2,4 m; pile length 10 m; number of piles: a) 4 pcs; b) 5 pcs; c) 8 pcs; d) 9 pcs

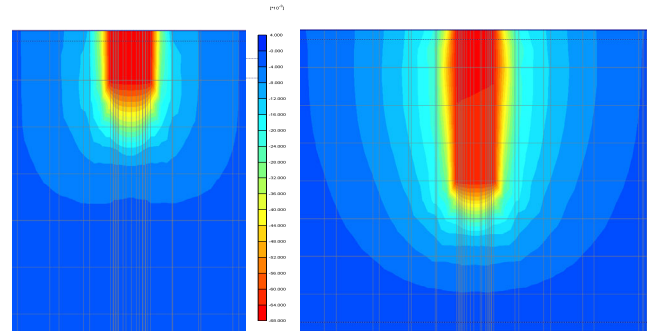


Рис. 5. Мозаїка вертикальних деформацій піщаного ґрунту при навантаженні умовного фундаменту при довжині паль 3 м та 10 м

Fig. 5. Mosaic of vertical deformations of sandy soil at loading of the conditional base at length of piles of 3 m and 10 m

З рисунків видно, що для коротких паль зменшення кількості паль в групі не призводить до суттєвої втрати несучої здатності, тоді як для довгих паль такі втрати є значними, особливо для глинистих ґрунтів.

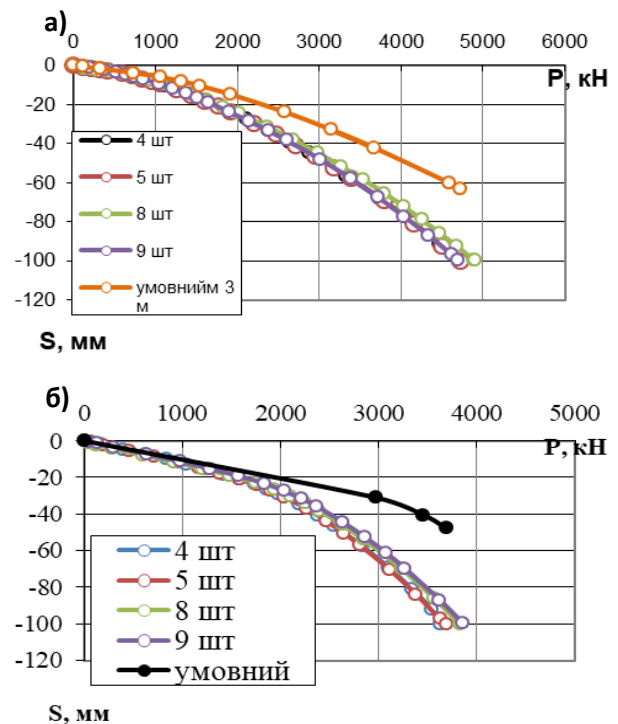


Рис. 6. Графіки залежності навантаження – осідання для пальових фундаментів з паль довжиною 3 м: а- піщаний ґрунт; б – глинистий ґрунт

Fig. 6. Graphs of load dependence - subsidence for pile foundations with piles 3 m long: a- sandy soil; b - clay soil

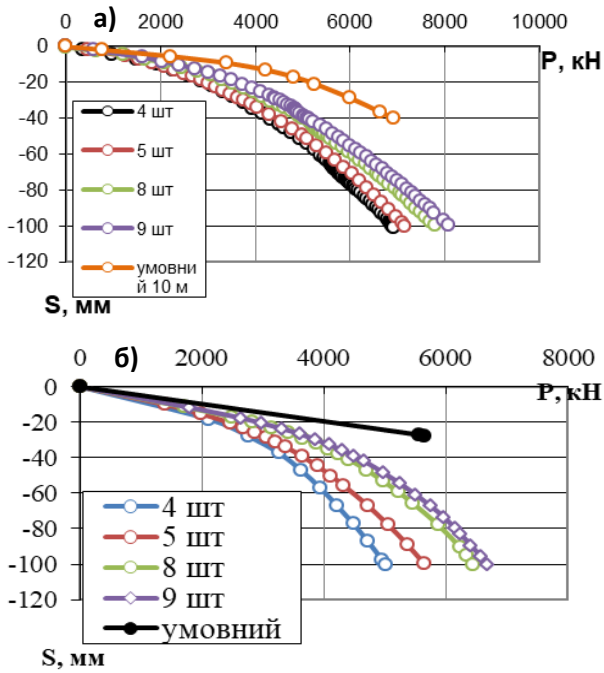


Рис. 7. Графіки залежності навантаження – осідання для пальових фундаментів з паль довжиною 10 м: а- піщаний ґрунт; б – глинистий ґрунт

Fig. 7. Graphs of load dependence - subsidence for pile foundations with piles 10 m long: a- sandy soil; b - clay soil

Заміна куща з коротких паль умовним ґрунто-пальовим масивом призвела до незначного збільшення несучої здатності групи, для довгих паль поведінка умовного фундаменту суттєво відрізняється від поведінки пальового фундаменту, оскільки в роботу втягується ґрунтовий масив нижче нижніх кінців паль.

На Рис. 8 представлені графіки залежності осідання-навантаження для одиночних паль довжиною 3 м та 10 м.

На Рис. 9 представлений графік залежності осідання-навантаження для ростверку, як фундаменту мілкого закладання.

Для більш детального аналізу була визначена несуча здатність груп паль за результатами моделювання в Plaxis при осіданні 100 мм. Також було визначено навантаження, що сприймається ростверком у складі пальового фундаменту. Для порівняння наведені значення сумарної несучої здатності паль як одиночних, несучої здатності ростверку як фундаменту мілкого закладання розмірами 2,4x2,4 м при такому

ж осіданні. Результати моделювання наведено в Табл. 2, 3. В останньому стовпчику несуча здатність куща представлена як сума несучих здатностей окремих його елементів.

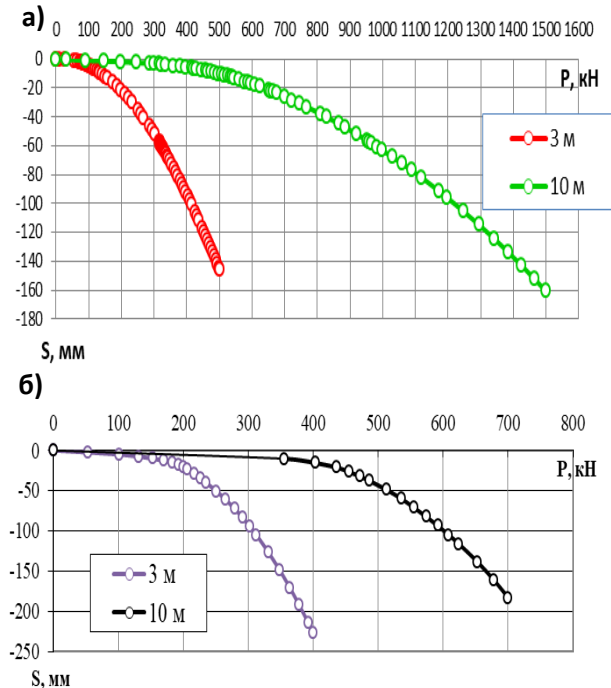


Рис. 8. Графік залежності осідання – навантаження для одиночних паль різної довжини: а- піщаний ґрунт; б – глинистий ґрунт

Fig. 8. Graph of subsidence dependence - load for single piles of different lengths: a- sandy soil; b - clay soil

Аналіз результатів показує, що в випадку застосування коротких паль можна з метою економії матеріалів зменшити кількість паль в групі при збереженні розмірів ростверку з незначною втратою несучої здатності. Але перетворення пальового фундаменту на умовний з метою визначення несучої здатності доречно лише при кроці паль 3d, тобто при доволі частому їх розташуванні. Для довгих паль навіть при частому кроці паль умовний фундамент працює краще, ніж пальовий.

На Рис. 10 та 11 наведені графіки залежності несучої здатності паль та ростверку від кількості паль в групі.

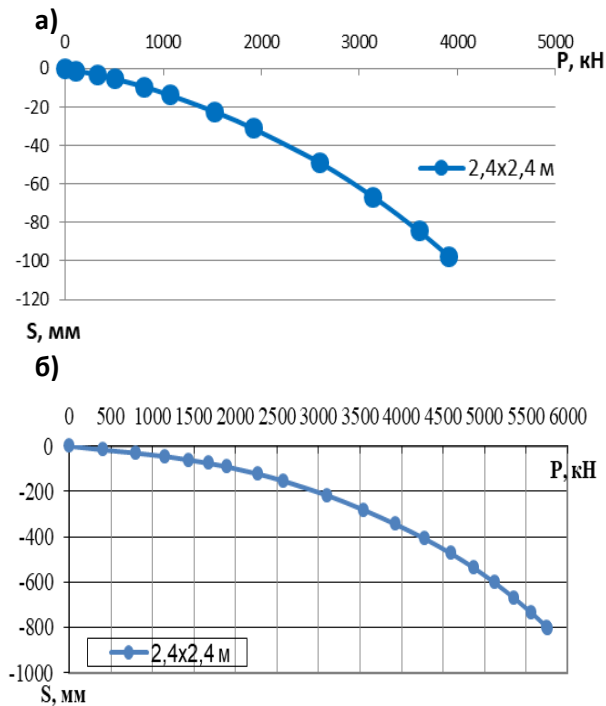


Рис. 9. Графік залежності осідання – навантаження для ростверку: а)- піщаний ґрунт; б) – глинистий ґрунт

Fig. 9. Graph of subsidence dependence - load for the grid: а)- sandy soil; б) - clay soil

Табл. 2. Порівняння роботи пальового фундаменту з плитою ростверку 2.4×2.4 м з роботою його окремих елементів при осіданні куша $s = 100,0$ мм у піщаному ґрунті

Table 2. Comparison of the work of the pile foundation with the grid plate 2.4×2.4 m with the work of its individual elements during the subsidence of the bush $s = 100.0$ mm in sandy soil

Довжина паль, мм	Кількість паль в куші, шт	При роботі у складі фундаменту				При роботі кожного з елементів як окремого			
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях куша, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на куш, кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиначної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палей, кН
3 м	4	744,75	2979	1744	4723	37	415	1660	4000
	5	589,4	2947	1776	4723	38		2075	6070
	8	508,75	4070	826	4896	17		3320	7320
	9	447,22	4025	669	4694	14		3735	7735
10 м	4	978,0	3912	3000	6912	43	1220	4880	4000
	5	875,8	4379	2763	7142	39		6100	10100
	8	704,75	5638	2224	7862	28		9760	13760
	9	683,33	6150	1914	8064	24		10980	14980

Табл. 3. Порівняння роботи пальового фундаменту з плитою ростверку 2.4×2.4 м з роботою його окремих елементів при осіданні куша $s = 100,0$ мм у глинистому ґрунті

Table 3. Comparison of the work of the pile foundation with the grid plate 2.4×2.4 m with the work of its individual elements during the subsidence of the bush $s = 100.0$ mm in clay soil

Довжина паль, мм	Кількість паль в куші, шт	При роботі у складі фундаменту					При роботі кожного з елементів як окремого		
		Осереднене навантаження на палю фундаменту, кН	Сума зусиль в палях куша, кН	Навантаження, що сприймається ростверком, кН	Навантаження на куш, кН	Частка ростверку, %	Несуча здатність одиначної палі, кН	Сума зусиль в палях, кН	Навантаження, що сприймається плитою ростверку без палей, кН
3 м	4	665,5	2662	967	3629	27	310	1240	3240
	5	511,0	2555	1131	3686	31		1550	3550
	8	418,8	3351	479	3830	13		2480	4480
	9	392,7	3534	325	3859	8		2790	4790
10 м	4	826,25	3305	1706	5011	34	600	2400	4400
	5	791,6	3958	1687	5645	30		3000	5000
	8	624,6	4997	1454	6451	23		4800	6800
	9	595,2	5357	1325	6682	20		5400	7400

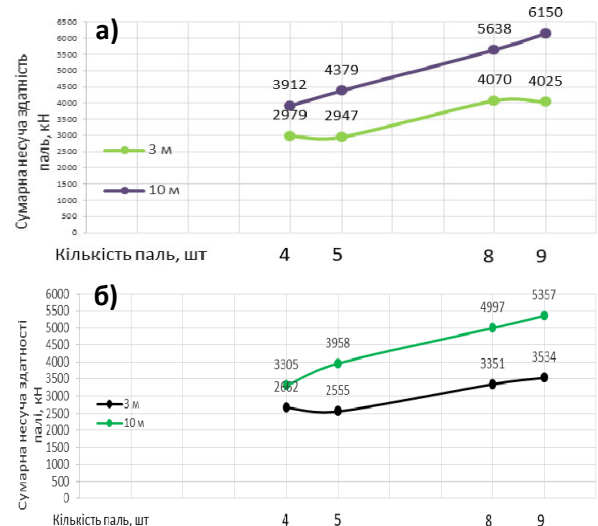


Рис. 10. Графік залежності сумарної несучої здатності паль у складі фундаменту від кількості і довжини паль: а)- піщаний ґрунт; б) – глинистий ґрунт

Fig. 10. Graph of the dependence of the total bearing capacity of piles in the foundation on the number and length of piles: а)-sandy soil; б) - clay soil

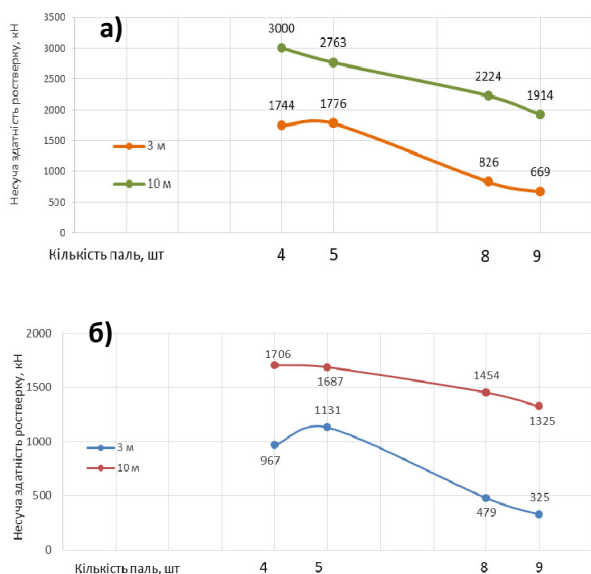


Рис. 11. Графік залежності несучої здатності ростверку від кількості та довжини палей: а)- піщаний ґрунт; б) – глинистий ґрунт

Fig. 11. Graph of the bearing capacity of the grille on the number and length of piles: а)- sandy soil; б) - clay soil

На графіках 10 та 11 спостерігаємо, що сумарна несуча здатність палей у складі групи зростає при збільшенні кількості палей, але непропорційно збільшенню кількості, а несуча здатність ростверку, навпаки, зменшується.

Для кількісної оцінки характеру перерозподілу зусиль між елементами пального фундаменту при обробці результатів досліджень аналізувались такі параметри:

- частка ростверку у навантаженні на паливий фундамент;
- ступінь реалізації несучої здатності палей при роботі у групі;
- ступінь реалізації тиску під ростверком.

Ступінь реалізації несучої здатності палей визначався як відношення несучої здатності палі у групі до несучої здатності одиночної палі. Ступінь реалізації тиску під ростверком - як відношення частки навантаження, яку сприймає ростверк у складі фундаменту, до навантаження, яке сприймає плита ростверку, працюючи без палей.

На Рис. 12 - 14 наведені результати обробки параметрів фізичного експерименту.

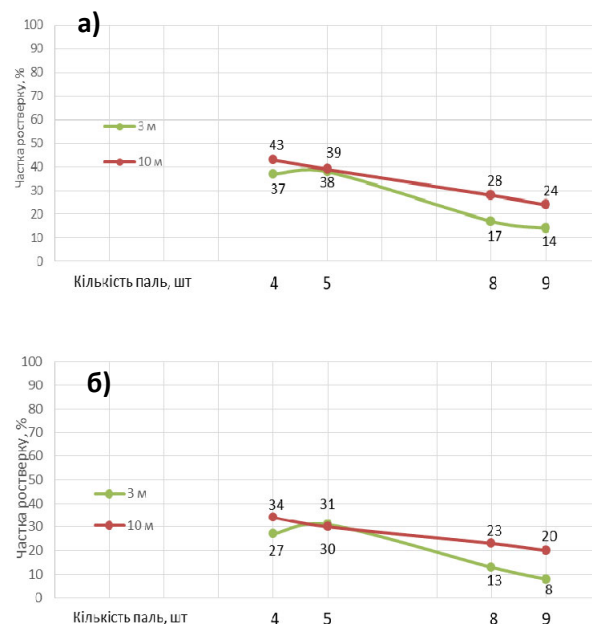


Рис. 12. Графік залежності частки ростверку у навантаженні на паливий фундамент від довжини та кількості палей: а)- піщаний ґрунт; б) – глинистий ґрунт

Fig. 12. Graph of the dependence of the share of the grid in the load on the pile foundation on the length and number of piles: а) - sandy soil; б) - clay soil

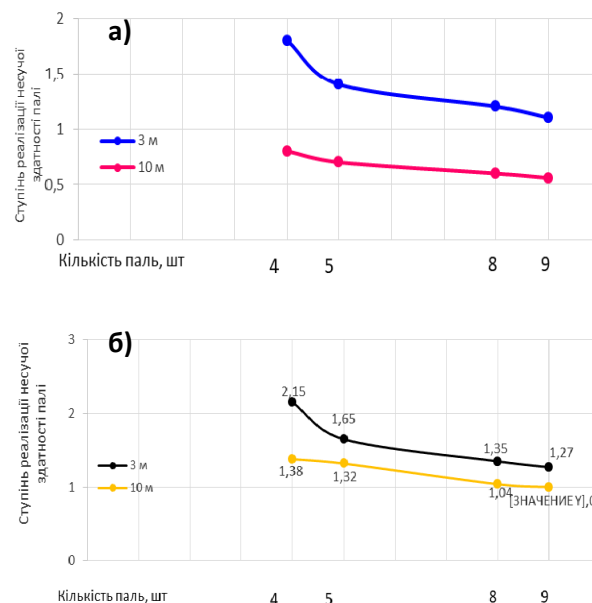


Рис. 13. Залежність ступеня реалізації несучої здатності палей у складі пального фундаменту від кількості і довжини палей: а)-піщаний ґрунт; б)- глинистий ґрунт

Fig. 13. Dependence of the degree of realization of bearing capacity of piles as a part of pile foundation on quantity and length of piles: а) - sandy soil; б) - clay soil

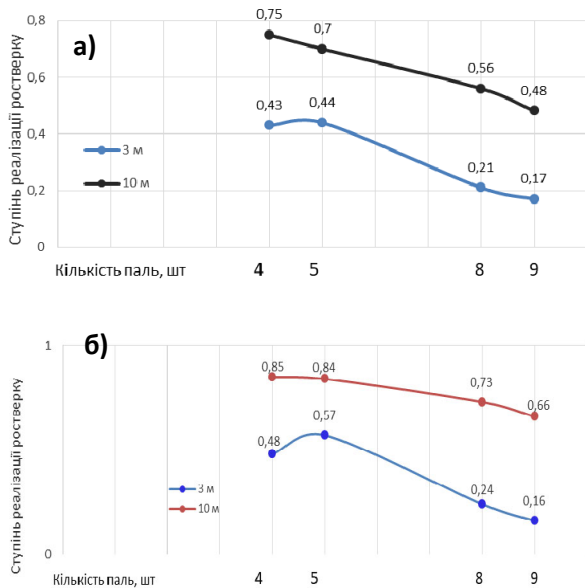


Рис. 14. Залежність ступеня реалізації тиску під підшвою ростверку у складі стовпчастого пальового фундаменту від кількості і довжини палей: а)- піщаний ґрунт; б) – глинистий ґрунт

Fig. 14. Dependence of the degree of realization of pressure under the sole of the grille as part of the columnar pile foundation on the number and length of piles: a)- sandy soil; b) - clay soil

Як бачимо частка ростверку у несучій здатності фундаменту зменшується із збільшенням кількості палей. Довжина палей впливає на частку ростверку несуттєво. При малій кількості палей частка ростверку практично не залежить від їх довжини.

Маючи тиск під підшвою ростверку в групі і несучу здатність ростверку як фундаменту мілкого закладання, а також несучу здатність одиночної палі і середнє навантаження на палю в групі, можна проаналізувати ступінь реалізації несучої здатності окремих елементів пальового фундаменту.

Із зменшенням кількості палей у групі краще реалізують себе як палі, так і ростверк. Ступінь реалізації тиску під ростверком знаходиться в межах 0,2-0,8, а от ступінь реалізації несучої здатності палей суттєво відрізняється для коротких і довгих палей. Довгі палі у складі куща або реалізуються не повністю при кількості палей 9 шт. (крок 3d), або їх несуча здатність в групі наближається до несучої здатності одиночної палі. Для коротких палей ступінь реалі-

зації несучої здатності палі перевищує одиницю. Отже, короткі палі працюють у кущі краще, ніж одиночні і тим краще, чим менше їхня кількість (і відповідно більша відстань між ними).

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Зменшення кількості палей в межах єдиного зовнішнього контуру призводить до несуттєвого зменшення несучої здатності куща. Отже, при відносній довжині палей (l/d) 15 і менше можна зменшувати кількість палей при сталих габаритах ростверку без втрати несучої здатності.

2. Неврахування роботи ростверку у складі фундаменту дає занижені значення навантажень на куш, а врахування роботи ростверку без коригування на перерозподіл зусиль між елементами куща при кучному розміщенні палей призводить до завищення несучої здатності куща.

Таким чином, при оцінці несучої здатності куща через несучі здатності його окремих елементів потрібно виходити із ступеня реалізації цих несучих здатностей у складі куща.

3. Заміна пальового фундаменту на умовний фундамент мілкого закладання не дає адекватних результатів ні за деформаціями, ні за несучою здатністю.

4. Частка ростверку у навантаженні на пальовий фундамент зменшується із збільшенням кількості палей і з збільшенням їх довжини.

5. При використанні коротких палей реалізація їх несучої здатності в групі перевищує одиницю (тобто вони працюють краще у кущі, ніж як одиночні).

6. Короткі та довгі палі у складі куща в глинистому ґрунті працюють більш ефективно, ніж в піщаному.

7. Короткі палі у складі куща працюють більш ефективно, ніж довгі. Для коротких палей ступінь реалізації несучої здатності перевищує одиницю і знаходиться в межах 1,27-2,15, для довгих палей відповідний показник 0,6-1,38, збільшуючись по мірі зменшення кількості палей у групі.

8. При використанні коротких паль потенційна можливість ростверку сприймати навантаження не використовується в повній мірі, але збільшується при зменшенні кількості паль.

9. У випадку застосування коротких паль можна з метою економії матеріалів зменшити кількість паль в групі при збереженні розмірів ростверку з незначною втраченою несучою здатності.

10. Результати визначення несучої здатності паль у програмному комплексі Plaxis 3D Foundation доцільно використовувати у проектній практиці для корегування значень, визначених теоретичним шляхом за рекомендаціями норм.

ЛІТЕРАТУРА

1. Цимбал С.Й. Методика розрахунку пальових фундаментів з урахуванням роботи ростверку. / С.Й. Цимбал, С.Л. Карцева // *Основи і фундаменти: міжвідомчий. наук.-техн. зб.* – К.: КНУБА. – 2004. – Вип. 28. – с.121-130.
2. Малишев О.М. Сумісна робота паль і ростверку у стовпчастому пальовому фундаменті / О.М.Малишев, С.О.Цимбал, І.В.Маєвська, Н.В.Блашук // *Молодь в науці: тез. регіон. наук.-практ. інтернет-конф. студентів, аспірантів та молодих науковців ВНТУ, м. Вінниця, 2 січ. 2018.* – Вінниця. – 2018. – URL:<https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2018/paper/viewFile/3694/31033103>.
3. Блашук Н.В. Перерозподіл зусиль між елементами стовпчастого пальового фундаменту / Н.В.Блашук, І.В.Маєвська, М.М. Попович // *Сучасні технології, матеріали та конструкції в будівництві: зб. наук. пр.* – Вінниця: ВНТУ. – 2018. – №1(24). – С. 36-44.
4. Маєвська І.В. Вплив відносної довжини паль на напружено-деформований стан пальового фундаменту / І.В.Маєвська, Л.А. Забаштанська, Ю.О.Кремінська // *XLVIII науково-технічна конференція факультету будівництва, теплоенергетики та газопостачання: зб. доп., м. Вінниця, 13-15 берез. 2019р.* – Вінниця: ВНТУ. – 2019. – С. 200–206. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/index/pages/view/zbirn2019>.
5. Кремінська Ю.О. Фізичне моделювання пальових куців з короткими та довгими пальми. / Ю.О.Кремінська, І.В.Маєвська // *Енергоефективність в галузях економіки України-2021: міжнар. наук.-техн. конф., м.*

Вінниця, 23-25 листоп. 2021р. – Вінниця: ВНТУ. – 2021. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egeu/egeu2021/paper/view/13939>.

6. Самородов А.В. Проектирование эффективных комбинированных свайных и плитных фундаментов многоэтажных зданий: Монография. – Харьков: «Типография Мадрид». – 2017. – 204 с.
7. ДБН В.2.1-10:2018. Основи та фундаменти споруд. Основні положення. [Чинний від 2019 – 01 - 01]. Вид.офіц. Київ. – 2019. – 42с.
8. Знаменский В.В. Взаимодействие низкого ростверка со сваями / В.В.Знаменский, А.М.Рузаев, И.Н.Полынов // *Вестник МГСУ.* – М. – 2008. – №2. – С. 48-51.
9. Зоценко М.Л. Порівняльне оцінювання ефекту армування основи за даними штампових випробувань і математичного моделювання / М.Л.Зоценко, М.І.Лапін, Р.В.Петраш // *Будівельні конструкції.* – Київ: НДІБК. – 2008. – №71. Том 1. – С.443-451.
10. Червинский Я.Й. Численное моделирование устройства котлована и оценка напряженно-деформированного состояния окружающего грунтового массива на примере строительства офисного центра по ул. С.Струтинского, 13-15 в Печерском районе г. Киева / Я.Й. Червинский, Д.А.Дмитриев, В.Д. Шуминский, О.М.Данилюк // *Будівельні конструкції,* – Київ: НДІБК. – 2011. – №75. Том 2. – С.178-184.

REFERENCES

1. Tsymbal S.I., Kartseva S.L. (2004). Metodyka rozrakhunku palovykh fundamentiv z urakhuvanniam roboty rostverku [Method of calculating pile foundations taking into account the work of the grille]. *Osnovu i fundamenty: Mizhvidomchyj naukovy-tekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 28, 121-130 (in Ukrainian).
2. Malyshev O.M., Tsymbal S.O., Maievskaya I.V., Blashchuk N.V. (2018). Sumisna robota pal i rost-verku u stovpchastomu palovomu fundamenti [Joint work of piles and a grid in the columnar pile basement]. - URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/mn/mn2018/paper/viewFile/3694/31033103> (in Ukrainian).
3. Blashchuk N.V., Maievskaya I.V., Popovych M.M. (2018). Pererозpodil zusyly mizh elementamy stovpchastoho palovoho fundamentu [Redistribution of forces between the elements of the columnar pile foundation]. *Suchasni tekhnologii, materialy ta konstruktssii*

v budivnytstvi: zb. nauk. pr. Vinnytsia: VNTU, №1(24), 36-44 (in Ukrainian).

4. Maievskaya I.V., Zabashtanska L.A., Kreminska Yu.O. (2019). Vplyv vidnosnoi dovzhyny pal na napruzhenno-deformovanyi stan palovoho fundamentu [Influence of relative pile length on stress-strain state of pile foundation]. Vinnytsia: VNTU. 200-206. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/all-fbtegp/index/pages/view/zbirn2019> (in Ukrainian).
5. Kreminska Yu.O., Maievskaya I.V. (2021). Fizychnye modeliuvannya palovykh kushchiv z korotkymy ta dovyhmy paliamy [Physical modeling of pile bushes with short and long piles]. Vinnytsia: VNTU. URL: <https://conferences.vntu.edu.ua/index.php/egau/egau2021/paper/view/13939> (in Ukrainian).
6. Samorodov A.V. (2017). Proektyrovanye effektivnykh kombynyrovannykh svainikh y plytnikh fundamentov mnohoetazhnykh zdany. Monografii [Design of effective combined pile and slab foundations of multi-storey buildings. Monograph]. Kharkov: «Typohrafiya Madryd, 204 (in Russian).
7. Osnovy ta fundamenty sporud. Zmina 1: DBN V.2.1-10-2018. (2019). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 42 (in Ukrainian).
8. Znamenskiy V.V., Ruzaev A.M., Polynkov Y.N. (2008). Vzaymodeistviye nyzkoho rostverka so svoiamy [Interaction of a low grid with piles]. *Vestnyk MHSU. Zbirnyk*. Moscow: MHSU, 2, 48-51 (in Russian).
9. Zotsenko M.L., Lapin M.I., Petrash R.V. (2008). Porivnialne otsiniuvannya efektu armuvannya osnovy za danymy shtampovykh vyprobuvan i matematychnoho modeliuvannya [Comparative evaluation of the effect of reinforcement of the base according to stamp tests and mathematical modeling]. *Budivelni konstruksii. Zbirnyk*. Kyiv: NDIBK, 71, t.1, 443-451 (in Ukrainian).
10. Chervynskiy Ya.Y., Dmytryev D.A., Shumynskiy V.D., Danyliuk O.M. (2011). Chyslennoe modelyrovanye ustroystva kotlovana y otsenka napriazhenno-deformirovannoho sostoiannya okruzhaiushchego hruntovoho massyva na primere stroytelstva ofysnoho tsentra po ul. S. Strutynskoho, 13-15 v Pecherskom raione h. Kyeva [Numerical modeling of the pit device and assessment of the stress-strain state of the surrounding soil mass on the example of the construction of an office center on the street. S. Strutynsky, 13-15 in the Pechersk district of Kiev]. *Budivelni konstruksii. Zbirnyk*. Kyiv: NDIBK, 75, t.2, 178-184 (in Russian).

Features of pile groups from short piles according to numerical modeling

*Irina Maevska,
Natalya Blashchuk
Yuliia Kreminska*

Summary. There are many controversial issues when designing a new pile foundation. One of them is the difference between short piles and long piles. Research in the position, the load, which is a pile foundation, is partly transferred to the grid, and partly - on the pile and does not always have the possibility of a finger in the pile foundation corresponds to the failure of a single pile.

The nature of this redistribution significantly depends on the length of the pile, especially it depends on the work of the group with a short finger. On such a day, the issue of creating a reliable calculation model of a sound basis that provides a sufficient correspondence between the results of the calculation and the work of natural piles - is still one of the problems of foundation construction. The use of pile bearing capacity resources is one of the best ways to achieve savings when setting up pile foundations. Previous studies have shown that when working with a pile group with short piles, the group works as a continuous soil-pile massif. By confirming this hypothesis, it would be possible to reduce the number of piles within the dimensions of the grille without significant loss of bearing capacity of the pile group.

Complex numerical studies of the calculated model of the columnar pile foundation with the help of Plaxis software package depending on the geometric parameters (length and number of piles) were carried out. The pitch and number of piles were varied at constant grid sizes. Variants of short and long piles, as well as soil environment from sandy and clay soils are considered. The stages of realization of bearing capacity of piles and grid in the composition of the pile foundation for piles of different lengths were analyzed.

The efficiency of using short piles in comparison with long piles is estimated. It has been determined that short piles in the bush work more efficiently than long ones. In the case of short piles, in order to save materials, you can reduce the number of piles in the group while maintaining the size of the grille with a slight loss of load-bearing capacity.

Key words. Numerical modeling, new pile foundation, short piles, long piles, grid, model.

Оцінка стійкості схилу з використанням різних розрахункових методів

Віктор Носенко¹, Людмила Скочко², Артур Маламан³

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

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

²skochko.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X

³armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.40-51

Анотація. В даній роботі представлено порівняння результатів оцінки стійкості схилу різними методами для визначення доцільності зведення протизсувних споруд та їх параметрів.

В якості об'єкту дослідження було обрано територію будівництва зернового терміналу на зсувному схилі в Одеській області. Нерівна ступінчаста поверхня схилу розбита розломами на блоки. Для забезпечення стійкості схилу планується влаштування каскаду протизсувних споруд – підпірних стін.

В основі проведених розрахунків лежить аналіз напружено-деформованого стану схилу та протизсувних споруд з використанням двох принципово різних методик розрахунків з використанням сучасних програмних комплексів:

- інженерна методика оцінки стійкості схилу (метод граничної рівноваги);

- числове моделювання напружено-деформованого стану (НДС) елементів системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди».

Розрахунки були виконані в межах двох розрахункових перерізів та для різних етапів забудови: 1-й етап – оцінка стійкості схилу в природному стані до початку будівельних робіт; 2-й етап – оцінка стійкості схилу на етапі влаштування підпірної стіни першого ярусу; 3-й етап – оцінка стійкості схилу після влаштування протизсувних споруд другого ярусу; 4-й етап – оцінка стійкості схилу на етапі експлуатації зернового терміналу, тобто з врахуванням влаштування фундаментних конструкцій комплексу та дії проектних навантажень. За результатами розрахунків було визначено коефіцієнти стійкості схилу, проведено аналіз НДС елементів системи «грунтовий масив – проти-



Віктор Носенко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Людмила Скочко
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н.



Артур Маламан
магістр кафедри
геотехніки.

зсувні споруди» та підібрано армування підпірних стін. Показано, що перевагою інженерного методу є простота його використання та також можливість визначити коефіцієнти стійкості. Проте даний метод не дає можливості отримати інформації про стан НДС в конструкціях протизсувних споруд та ґрунтовому масиві. Використання числового моделювання НДС елементів системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» дозволяє оцінити стійкість зсувного схилу та отримати повну інформацію про зусилля і деформації в протизсувних конструкціях на різних етапах.

Ключові слова. стійкість схилу, протизсувні споруди, інженерні розрахунки, числове моделювання.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В сучасному будівництві все частіше постає питання будівництва на ділянках з складними інженерно-геологічними умовами. До цієї категорії відноситься будівництво на зсувонебезпечних територіях. Для оцінки можливості будівництва та його рентабельності на таких територіях потрібно виконати оцінку стійкості схилу та розробку протизсувних споруд.

Завдяки сучасній комп'ютерній техніці ми маємо можливість виконати розрахунки за допомогою різних спеціалізованих програмних комплексів і відповідно за різними методиками розрахунків.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах Шанз Т. [1], Кондер Р.Л. [2], Дункан Дж. М. [3], Джанюу Н. [4], висвітлюється питання моделювання напружено-деформованого стану системи «грунти схилу – протизсувні споруди».

МЕТА РОБОТИ

Метою робіт є оцінка стійкості зсувного схилу та підбір ефективних конструктивних рішень протизсувних конструкцій - підпірних стін (діаметр паль, довжина паль, крок паль, кількості рядів паль, технології влаштування елементів підпірної стіни) для забезпечення стійкості схилу.

ЗАДАЧІ

- 1) Оцінка стійкості схилу методом граничної рівноваги.
- 2) Оцінка стійкості схилу методом числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтовий масив – протизсувні споруди».
- 3) Порівняння результатів та виявлення переваг і недоліків кожного із методів.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Інженерні розрахунки з оцінки стійкості схилу виконано у програмному комплексі

GEO5, де в основу розрахунків покладено метод граничної рівноваги.

Числове моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» виконано у ПК «Plaxis», де в основу розрахунків покладено метод скінченних елементів та використано модель нелінійного деформування ґрунтів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Ділянка дослідження розташована на правому схилі долини Сухий лиман, що утворилася в період розвитку регіону в гірлі ріки Дальник. У геоморфологічному відношенні район дослідження приурочений до Причорноморської низовини, являє собою степову водороздільну рівнину з двома генетичними типами рельєфу: первинно-аккумулятивним (степова водороздільна рівнина) і аккумулятивно-ерозійним (сучасні та стародавні). Степова водороздільна рівнина (плато) складена лесовими ґрунтами (суглинками та супісками) товщею до 20м. Поверхня плато долини розчленована яружно-балковою мережею, глибина ерозійного розчленування близько 20-30м. Загальний ухил поверхні плато – у південному, південно-східному напрямку в бік Чорного моря. На корінних ділянках схилів лиману відбуваються ерозійні, абразійні та зсувні процеси. У зв'язку з господарською діяльністю людини схили були сильно перетворені - з підрізанням або підсипанням території. Під час попереднього будівництва у підніжжі схилу організована техногенна тераса, абсолютні позначки поверхні якої становлять 2-3м, позначки на плато становлять 22-25м. В інженерно-геологічній будові плато та схилу беруть участь четвертинні еолово-делювіальні лісоподібні суглинки, які залягають на поверхні верхньопліоценових суглинків та глин та неогенових понтичних вапняків та глин. В нижній частині розрізу на розвідану глибину залягають піщано-глинисті породи меотичного ярусу. На схилі на окремих ділянках поширені зсувні накопичення -

породи, аналогічні тим, що залягає на плато, зміщені в результаті декількох попередніх зсувних циклів. Таким чином схил можна класифікувати як зсувний так як на ньому раніше вже відбувалися зсувні процеси.

Для оцінки стійкості схилу було обрано два принципових перерізи. Для перерізу 1-1 (рис.1) виконані розрахунки стійкості схилу для наступних конструктивних рішень: підпірні стіни влаштовані в 2 яруси, верхній ярус (ПС-1) та нижній ярус (ПС-2) виконані з бурнабивних паль діаметром 1020 мм з

кроком паль у ряду - 1,2 м. Біля підпірної стіни ПС-1 ґрунт розробляється до позн. +8,9. Підпірна стіна влаштовується з позн. +18,5, виконана з бурнабивних паль довжиною 30 м. Для забезпечення стійкості схилу нижче по рельєфу (див. рис. 1) влаштовується ще одна підпірна стіна з бурнабивних паль діаметром 1020 мм. Підпірна стіна влаштовується з позн. +8,9, виконана з бурнабивних паль довжиною 21 м, ґрунт розробляється до позн. +4,0м.

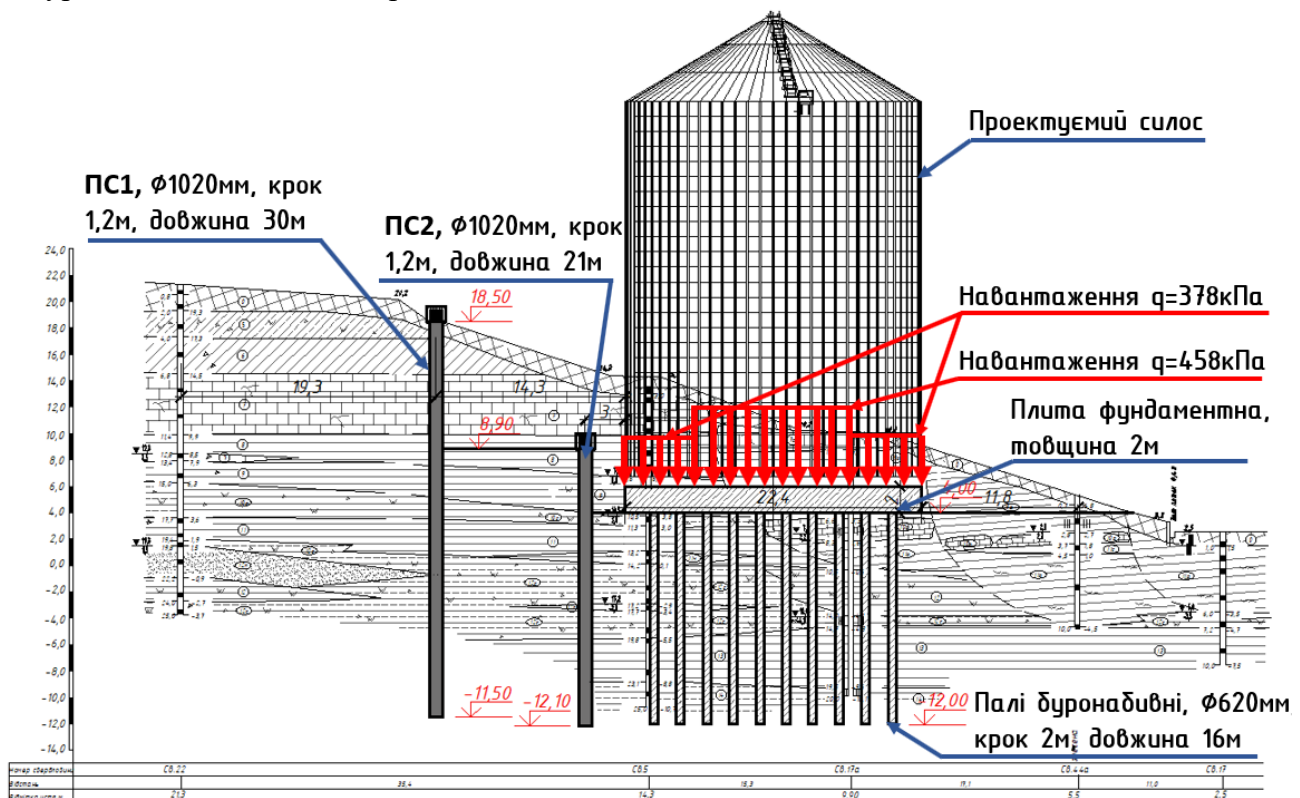


Рис.1. Переріз 1-1.

Fig.1. Cross section 1-1.

В межах перерізу 2-2 (рис.2) передбачають влаштування двох підпірних стіни для зведення норійних веж. Біля підпірної стіни 1 ґрунт розробляється до позн. +9,61. Підпірна стіна влаштовується з позн. +18,0, виконана з бурнабивних паль довжиною 30 м, діаметром 1020 мм. Палі розташовані в 2 ряди, відстань між рядами 1 м. Крок між палями складає 2 м.

Для забезпечення стійкості схилу нижче по рельєфу згідно проекту влаштовується ще одна підпірна стіна з бурнабивних паль

діаметром 1020 мм. Підпірна стіна влаштовується з позн. +9,61, виконана з бурнабивних паль довжиною 21 м, діаметром 1020 мм, ґрунт розробляється до позн. +3,85м.

Палі розташовані в 2 ряд, відстань між рядами 1 м. Крок паль в ряду складає 2 м.

Зведені фізико-механічні характеристики ґрунтів наведені у таблиці 1.

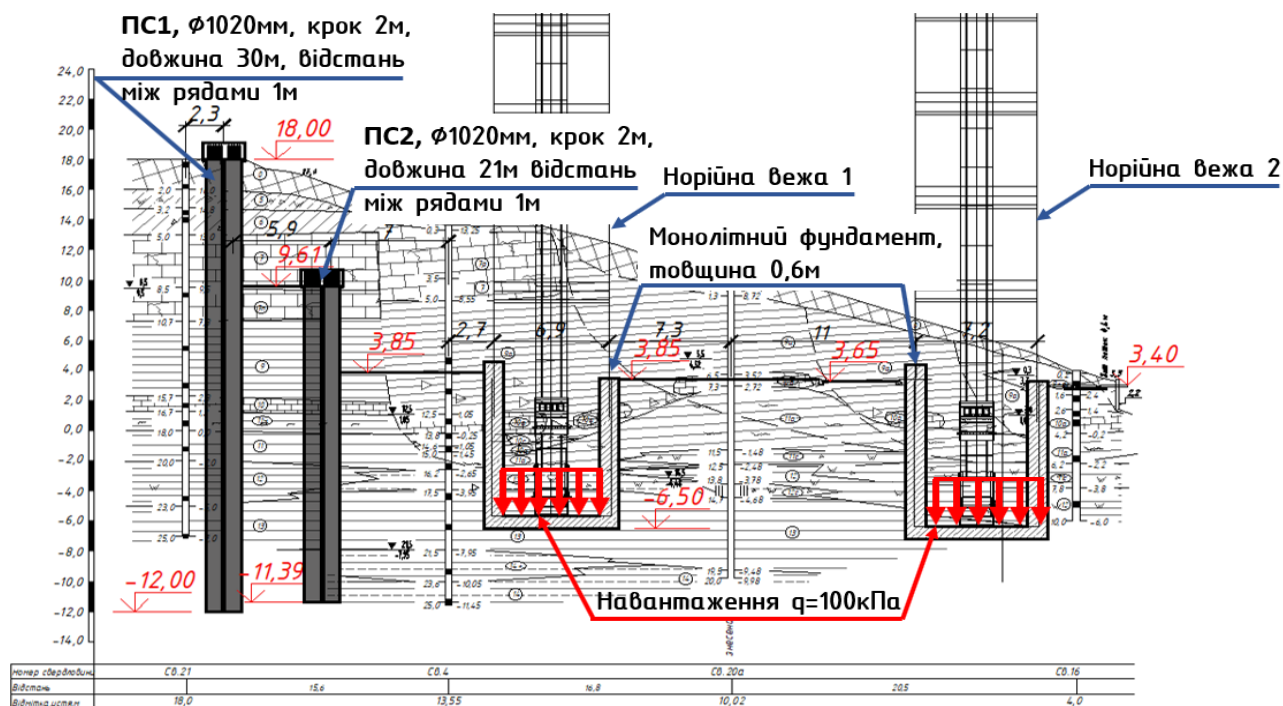


Рис.2. Переріз 2-2.

Fig.2. Cross section 2-2.

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

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

№ ПГЕ	Найменування ґрунтів	Показники властивостей ґрунту							
		Природна вологість	Вологість на межі текучості	Вологість на межі розкочування	Щільність ґрунту	Коефіцієнт пористості	Кут внутрішнього тертя	Питоме зчеплення	Модуль деформації
		дол. од.	дол. од.	дол. од.	т/м ³	дол. од.	град	МПа	МПа
		W	W _L	W _p	ρ	e	φ	C	E
0	Насипний шар - глина і суглинок	0,23	0,36	0,22	1,85	0,78	24	0,020	10
5	Суглинок твердий	0,20	0,37	0,22	1,86	0,755	21	0,032	14
6	Глина тверда	0,25	0,48	0,25	1,87	0,832	19	0,050	16
7	Вапняк плитчастий низької міцності	0,19			1,75			0,05*	40*
8	Глина тверда	0,26	0,43	0,22	1,89	0,827	19	0,045	17
8a	Глина напівтверда	0,36	0,61	0,37	1,80	1,070	13	0,032	12
9	Глина напівтверда	0,38	0,70	0,36	1,89	1,008	16	0,050	15*/23
9a	Глина зсувна, напівтверда	0,35	0,71	0,34	1,85	1,007	13	0,030	13*/20
9a*	Глина тугопластична	0,48	0,70	0,34	1,90	1,142	12	0,028	15
10	Вапняк плитчастий низької міцності	0,21			1,85			0,05*	40*
10с	Суглинок карбонатизований, твердий	0,22	0,40	0,23	1,82	0,830	21	0,037	17* / 24
11ч	Глина тверда	0,38	0,65	0,40	1,89	1,008	17	0,050	15* / 25
11	Глина тверда	0,36	0,64	0,38	1,92	0,948	18	0,055	16* / 27
11a	Глина зсувна тверда	0,31	0,58	0,32	1,88	0,916	17	0,042	13* / 21
11с	Глина з прошарк. суглинку, напівтверда	0,25	0,44	0,27	1,91	0,793	20	0,040	16* / 27
12	Глина тверда	0,26	0,51	0,27	1,94	0,786	19	0,055	19* / 28
12с	Суглинок напівтвердий	0,25	0,42	0,28	1,93	0,762	21	0,035	18* / 27
13	Глина тверда	0,23	0,51	0,26	1,95	0,728	19	0,045	20* / 28
13с	Суглинок напівтвердий	0,22	0,40	0,23	1,95	0,708	20	0,035	17* / 25
14	Суглинок напівтвердий, з прошарк. глини	0,22	0,33	0,21	1,91	0,737	19	0,032	16* / 21
15	Суглинок м'якопластичний	0,27	0,30	0,22	1,88	0,725	16	0,014	10

Розрахунки стійкості схилу виконано згідно рекомендацій ДБН В. 1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів [10].

Коефіцієнти запасу стійкості K_{st} для зсувних схилів визначено для різних етапів забудови:

- до початку будівництва
- в будівельний період
- в період експлуатації

Нормативний коефіцієнти запасу стійкості K_{sn} для різних етапів забудови згідно вимог ДБН В. 1.1-46:2017 наведено у таблиці 2:

Табл. 2. Коефіцієнти запасу стійкості.

Table 2. Stability coefficients.

Етапи роботи конструкцій	Розрахункові сполучення навантажень та впливів	
	Основне	Аварійне
до початку будівництва	1,2	1,15
в будівельний період	1,19	1,125
в період експлуатації	1,35	1,3

ІНЖЕНЕРНІ РОЗРАХУНКИ

Для оцінки стійкості схилу у існуючому стані, впливу будівництва зернового комплексу та його стадії експлуатації на зміну стійкості використано метод граничної рівноваги (метод Шахунянца). Метод Шахунянца заснований на виконанні умови рівноваги сил на окремих блоках. Блоки утворюються в результаті розбиття області над потенційною поверхнею ковзання площинами перетину. Принципова схема блоків і сил відображена на рисунку 3. Для розрахунку граничної рівноваги сил на блоках метод Шахунянца вводить такі передумови:

- поверхні розділяють блоки завжди вертикальні,
- нахил міжблочних сил E_i дорівнює нулю,
- сили діють в горизонтальному напрямку.

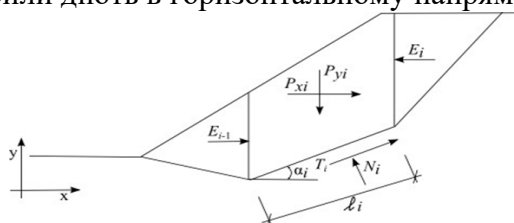


Рис.3. Схема дії сил на блок

Fig.3. Scheme of forces action on the block

Коефіцієнт стійкості визначається за формулою:

$$K_u = \frac{\sum_{i=1}^n [(P_{Ni} - U_i) \tan \varphi_i + c_i l_i + |P_{Qi,ud}|] \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}}{\sum_{i=1}^n P_{Qi,sd} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \varphi_i)}} \quad (1)$$

Для розрахунків було використано програмний комплекс GEO5, а саме його модуль «Стійкість схилу», в якому автоматизовано приведений вище математичний апарат і результатом розрахунку є коефіцієнти стійкості схилу по заданих потенційних поверхнях ковзання.

В перерізі 1-1 оцінка стійкості схилу виконана для 5-ти потенційних поверхонь ковзання. Згідно даних геологічних вишукувань поверхні 2-5 вже сформовані, а 1 потенційно може виникнути.

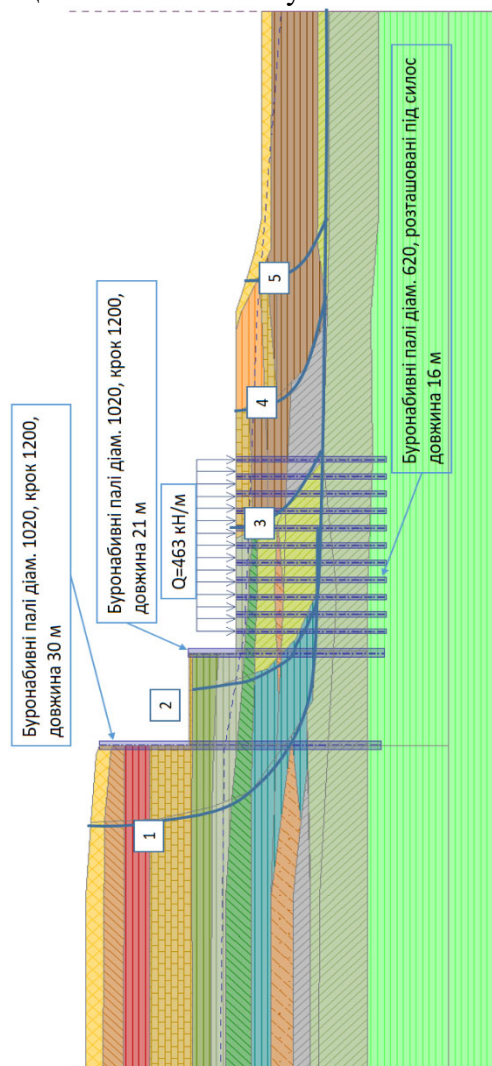


Рис.4. Розрахункова схема перерізу 1-1 в програмному комплексі GEO 5.

Fig.4 Calculation scheme of cross-section 1-1 which made in GEO 5

Табл. 3. Значення розрахункових коефіцієнтів стійкості для перерізу 1-1.

Table 3. The value of the calculated coefficients of stability for the section 1-1.

№ поверхні	Розрахункові сполучення навантажень та впливів							
	Основне				Аварійне (при сейсмічному навантаженні на рівні проектного землетрусу)			
	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап
	$K_{sn}=1,2$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,35$	$K_{sn}=1,15$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,3$
1	1,14	1,3	1,18	1,8	1,1	1,05	1,02	1,59
2	1,18	1,84	1,93	2,04	1,13	1,35	1,58	1,71
3	1,26	1,29	1,97	1,35	1,12	1,14	1,67	1,30
4	1,31	1,25	1,6	1,62	1,18	1,21	1,42	1,44
5	1,78	1,66	1,7	1,66	1,6	1,51	1,54	1,51

Оцінка стійкості схилу перерізу 2-2 виконана для чотирьох потенційних поверхонь ковзання. Згідно даних геологічних вишукувань ці поверхні вже сформовані.

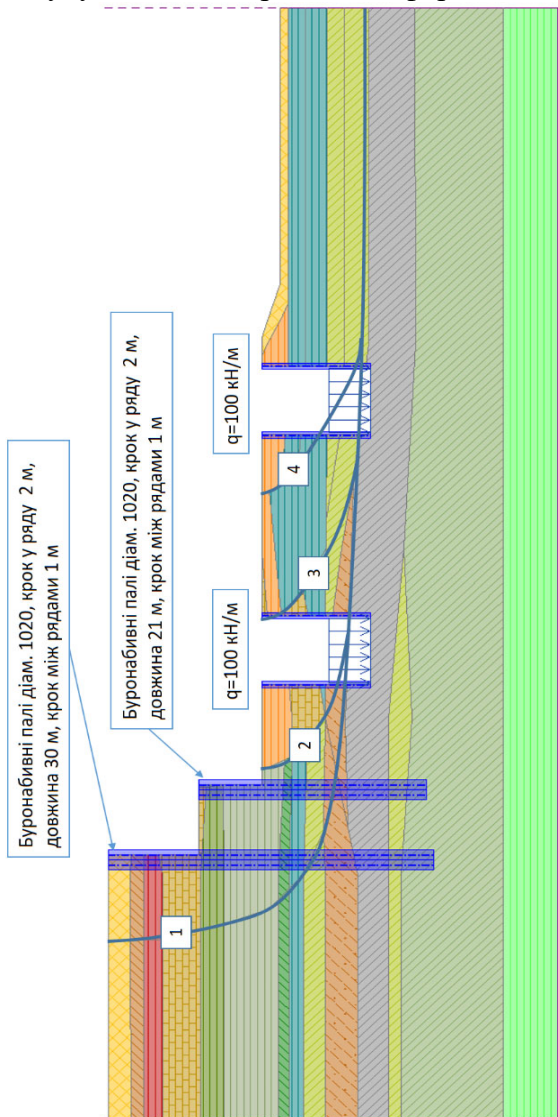


Рис.5. Розрахункова схема перерізу 2-2 в програмному комплексі GEO 5.

Fig.5. Calculation scheme of cross-section 2-2 which made in GEO 5

Табл. 4. Значення розрахункових коефіцієнтів стійкості для перерізу 2-2.

Table 4. The value of the calculated coefficients of stability for the section 2-2.

№ поверхні	Розрахункові сполучення навантажень та впливів							
	Основне				Аварійне (при сейсмічному навантаженні на рівні проектного землетрусу)			
	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап	1 етап	2 етап	3 етап	4 етап
	$K_{sn}=1,2$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,19$	$K_{sn}=1,35$	$K_{sn}=1,15$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,125$	$K_{sn}=1,3$
1	1,17	1,43	1,28	1,37	1,05	1,26	1,15	1,31
2	1,18	1,91	3,81	3,11	1,14	1,61	2,75	2,46
3	1,03	1,26	2,69	2,41	0,92	1,10	2,10	2,01
4	1,09	1,10	2,25	-	0,98	0,98	1,85	-

За результатами розрахунку на прикладі перерізу найбільш небезпечної поверхні ковзання №1 можна побачити, що на 3 етапі будівництва (влаштування 2 підпірної стіни та повна відкопка котловану) для перерізу 1-1 умова стійкості не виконується: $K_{sn} = 1,18$, що менше за нормативне значення $K_{sn} = 1,19$. Проте на стадії експлуатації споруди (4 етап) умова стійкості виконується як для перерізу 1-1: $K_{sn} = 1,8$ для 1 поверхні що більше за нормативне значення $K_{sn} = 1,35$ так і для перерізу 2-2: $K_{sn} = 1,59$ що свідчить про раціональне влаштування протизсувних споруд.

Даний метод має суттєвий недолік, а саме він не дає змоги отримати дані про напружено-деформований стан в конструкціях (переміщення та зусилля в підпірних стінах), а лише визначає значення коефіцієнта стійкості та орієнтовне значення зсувних сил.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» виконано у програмному комплексі Plaxis. Прийнята у роботі модель деформування ґрунтів Hardening soil model (HSM) – пружно-пластичне деформування ґрунтів зі зміною параметрів жорсткості ґрунтів в залежності від рівня напружень у ґрунті. Використано традиційний критерій міцності Кулона-Мора, що описує перехід ґрунту у граничний стан.

Вхідні параметри ґрунтів для моделі зі змінними деформативними характеристи-

ками:

c - питоме зчеплення, кПа;

φ - кут внутрішнього тертя, град;

ψ - кут дилатансії, град;

E_{50} - модуль деформації отриманий за результатами трьохосних випробувань при половині граничного значення девіатора, МПа;

E_{oed} - модуль деформації отриманий за результатами одометричних випробувань, МПа;

E_{ur} - модуль пружності визначений по гілці розвантаження, МПа;

m - показник ступеня залежності жорсткості від рівня напружень;

ν_{ur} - коефіцієнт Пуассона для розвантаження-повторного завантаження;

P_{ref} - опорний всебічний тиск, при якому визначені референтні значення модулів деформації, кПа;

K_0 - параметр бічного тиску ґрунтів;

R_f - граничний коефіцієнт $R_f = q_f / q_a$.

Розрахункові параметри міцності для ґрунтів в основній частині схилу прийняті за даними зсувних випробувань, проведених на зразках непорушеної структури при природній вологості, а для ґрунтів зон потенційних поверхонь ковзання прийняті із характеристики міцності визначені при зсуві методикою «плитка по плитці», тобто питоме зчеплення $c \approx 0 \dots 2$ кПа, кут внутрішнього тертя $\varphi \approx 12 \dots 18^\circ$.

Розрахунки виконано для двох характерних інженерно-геологічних перерізів 1-1 та 2-2 у двовимірній постановці. Змодельовано схил та систему підпірних стін на різних етапах починаючи від природного напружено-деформованого стану з оцінкою стійкості схилу до початку будівництва, далі на різних етапах будівництва та на стадії експлуатації конструкцій зернового терміналу з їх фундаменти та проектним навантаженням з імітацією потенційного зсуву для зусилля в утримуючих конструкціях.

Оцінка стійкості схилу визначається шляхом обчислення «коефіцієнта безпеки». Термін «коефіцієнт безпеки» використано через те, що на основі числового моделювання напружено-деформованого стану

схилу з використанням моделі нелінійно-деформованого ґрунту отримано не співвідношення утримуючих сил до зсувних як у при інженерному розрахунку метод граничної рівноваги (метод Шахунянца), а напруження і деформації у всіх елементах (ґрунтах, протизсувних спорудах) і для імітації можливих зсувів програмно знижуються параметри міцності ґрунтів. Даний метод оцінки стійкості схилів у світовій практиці отримав назву shear reduction method (SRM).

Розрахунок стійкості методом зниження міцності SRM базується на умові міцності Кулона-Мора, яку можна представити наступним виразом:

$$K_{уст} = \frac{\tau_{пред}}{\tau_{действ}} = \frac{\sigma_n \cdot tg\varphi + c}{\tau}, \quad (2)$$

Можна говорити, що це аналог є коефіцієнт стійкості, але виражений через співвідношення заданих вихідних даних параметрів міцності ґрунтів (c , φ), у відповідності до даних інженерно-геологічних вишукувань і відповідного значення опору зсуву до мінімального значення опору зсуву, який необхідний для забезпечення рівноваги.

$$\tau = \frac{\sigma_n \cdot tg\varphi}{K} + \frac{c}{K} \quad (3)$$

де K – ітераційний коефіцієнт зниження параметрів міцності, який змінюється під час розрахунку. Послідовність розрахунку наступна: початкове значення коефіцієнту зниження міцності $K=1$, під час розрахунку K , як правило, збільшується, при цьому, опір зсуву оцінюються на кожному етапі до початку руйнування (втрата збіжності розв'язку), яка відповідає критерію Кулона-Мора у вигляді:

$$\tau = \sigma_n \cdot tg\varphi_r + c_r, \quad (4)$$

де c_r и φ_r – параметри міцності, які знижені під час розрахунку до мінімальних значень, які достатні для збереження рівноваги:

$$c_r = \frac{c}{K} \\ tg\varphi_r = \frac{tg\varphi}{K} \quad (5)$$

Fig.6. Calculation scheme of cross-section 1-1, which made in Plaxis 2D

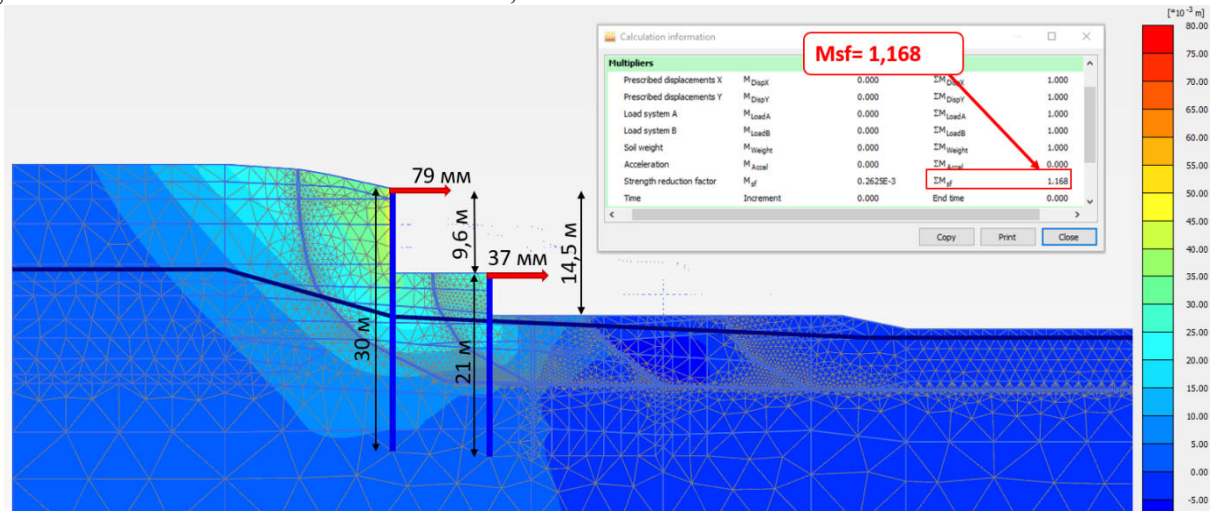
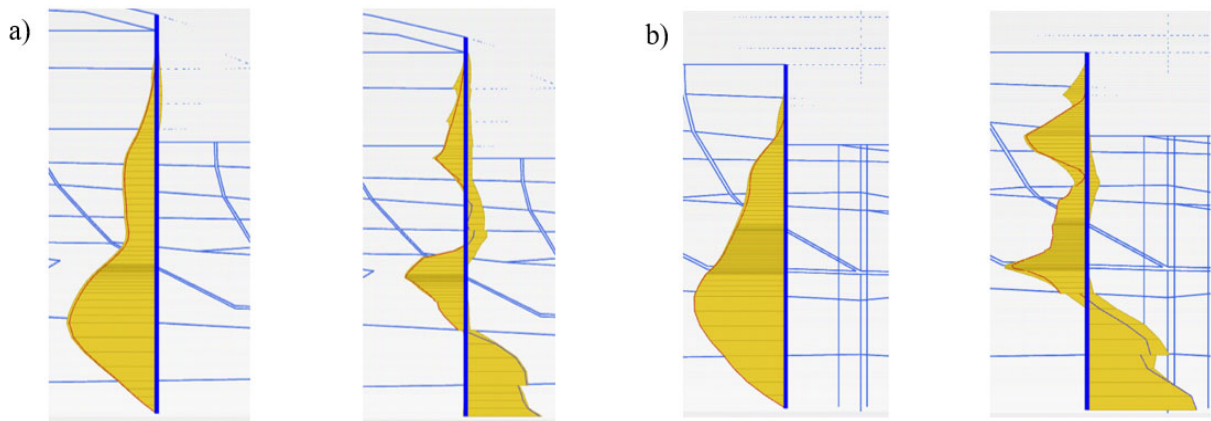


Fig.7. Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 1-1.



$$M_{\max} = 1415 \cdot 1.2 = 1698 \text{ кНм/палю} \quad Q_{\max} = 315 \cdot 1.2 = 378 \text{ кН/палю} \quad M_{\max} = 1172 \cdot 1.2 = 1406 \text{ кНм/палю} \quad Q_{\max} = 326 \cdot 1.2 = 391 \text{ кНм/палю}$$

Fig.8. Bending moments and shear forces which was taken for cross section 1-1: a) for retaining wall RW-1; b) for retaining wall RW-2

Розрахунок перерізу 2-2

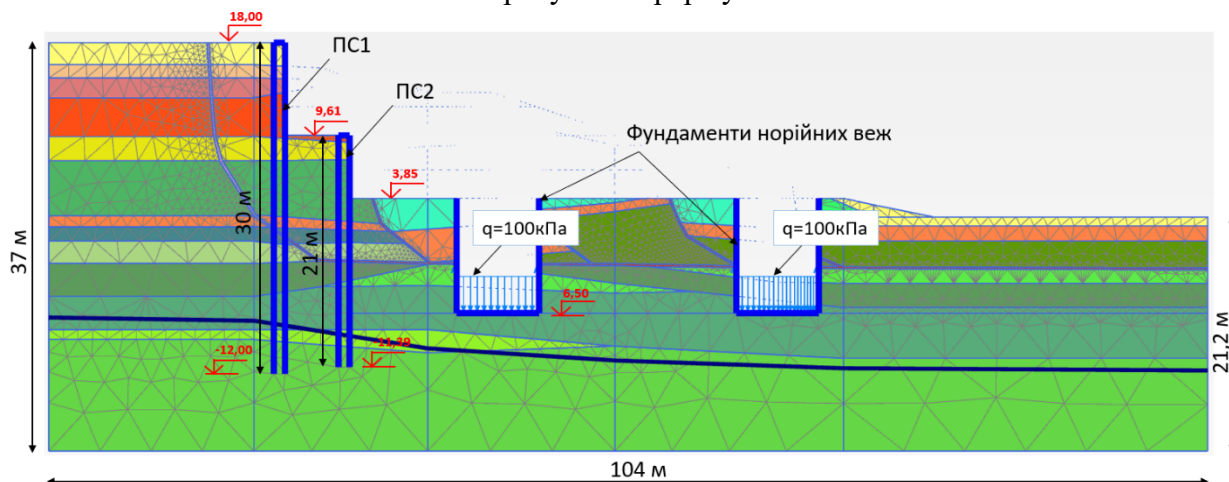


Рис.9. Розрахункова схема перерізу 2-2 в програмному комплексі Plaxis 2D

Fig.9. Calculation scheme of cross-section 2-2, which made in Plaxis 2D

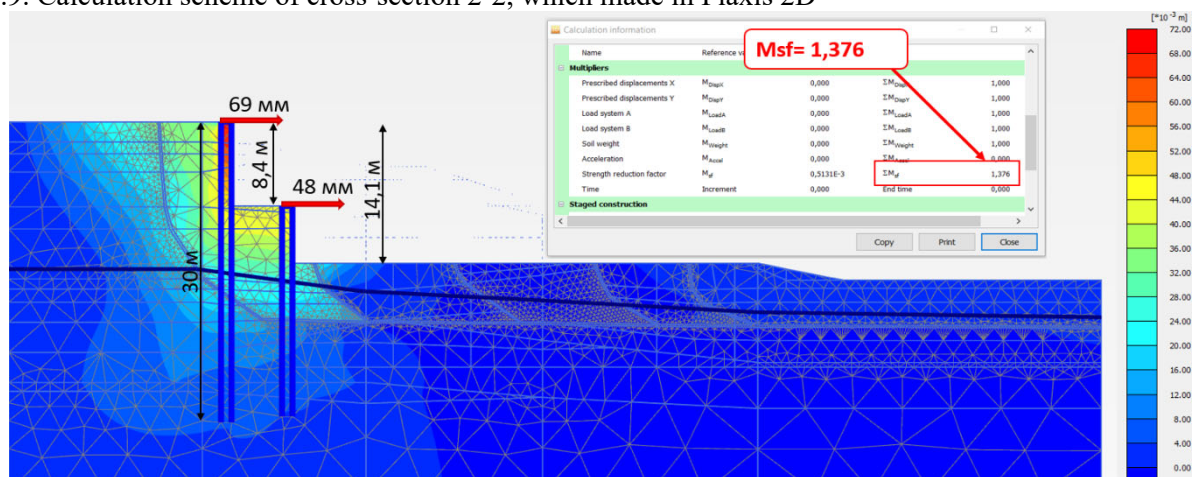
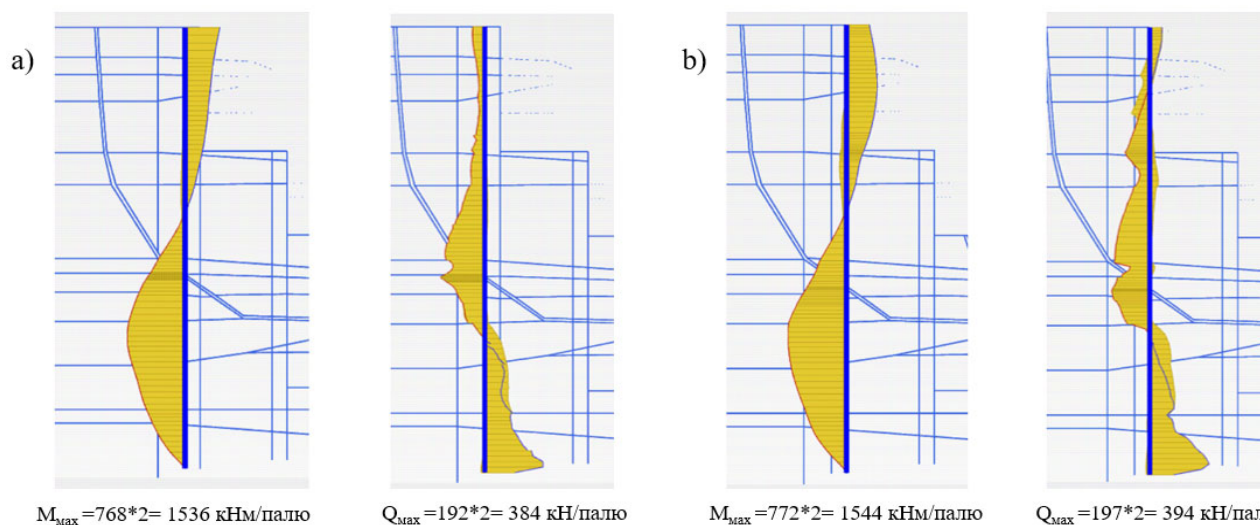


Рис.10. Коефіцієнт стійкості схилу та горизонтальні деформації на третьому етапі будівництва для перерізу 2-2

Fig.10. . Slope stability safety factor and horizontal displacements at the third stage of construction for cross-section 2-2



$$M_{\max} = 768 \cdot 2 = 1536 \text{ кНм/палю}$$

$$Q_{\max} = 192 \cdot 2 = 384 \text{ кН/палю}$$

$$M_{\max} = 772 \cdot 2 = 1544 \text{ кНм/палю}$$

$$Q_{\max} = 197 \cdot 2 = 394 \text{ кН/палю}$$

Рис.11. Епюри згинальних моментів та поперечних сил в палях підпійної стіні РС-1, отримані для перерізу 2-2: а) для лівої палі; б) для правої палі

Fig.11. Bending moments and shear forces which was taken for piles of retaining wall RW-1 of cross section 2-2: a) for the left pile; b) for the right pile

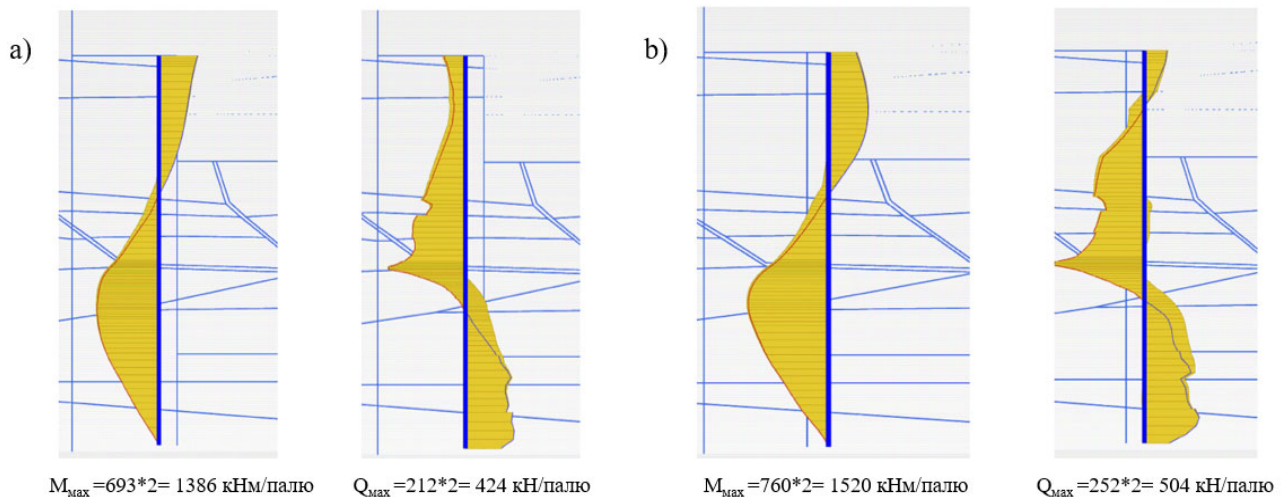


Рис.12. Епюри згинальних моментів та поперечних сил в палях підпірної стіни РС-2, отримані для перерізу 2-2: а) для лівої палі; б) для правої палі

Fig.12. Bending moments and shear forces which was taken for piles of retaining wall RW-2 of cross section 2-2: a) for the left pile; b) for the right pile.

За результатами розрахунків встановлено, що коефіцієнт стійкості схилу на 3 етапі будівництва (при влаштування другої підпірної стіни та остаточної розробки котловану) становить: $M_{sf}=1,168$ для перерізу 1-1, що менше нормативного значення $M_{sf}=1,19$; та $M_{sf3}=1,376$ для перерізу 2-2, що більше нормативного значення.

Переміщення підпірних стін на 3 етапі будівництва для перерізу 1-1 складають: 79 мм для РС-1 та 37 мм для РС-2. Для перерізу 2-2 переміщення відповідно: 69 мм для РС-1 та 48 мм для РС-2.

Максимальний згинальний момент в РС-1 складає 1698 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 378 кН, для РС-2 складає 1406 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 391 кН. Для перерізу 2-2 максимальний згинальний момент в РС-1 складає 1544 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 394 кН, для РС-2 складає 1536 кНм, максимальне значення перерізуючого зусилля складає 504 кН.

Отже, продемонстровано, що за допомогою числового моделювання можливо не тільки виконати оцінку стійкості схилу, а також і визначити переміщення протизсувних споруд та зусилля в них, тобто даний метод додає інформації в отриманих результатах.

ПОРІВНЯННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

Після розрахунків з використанням обох методів: інженерного розрахунку метод граничної рівноваги та числового моделювання НДС системи «грунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» виконано порівняння коефіцієнтів стійкості в перерізах 1-1 та 2-2 та співставлення їх з нормативними значеннями коефіцієнтів стійкості для даного зсувного схилу.

Слід зауважити, що коефіцієнти стійкості обчислені інженерним методом взяті для першої поверхні ковзання, що є найбільш небезпечною (див. табл. 3, табл. 4). Згідно з отриманих графіків можна стверджувати, що результати корелюють між собою.

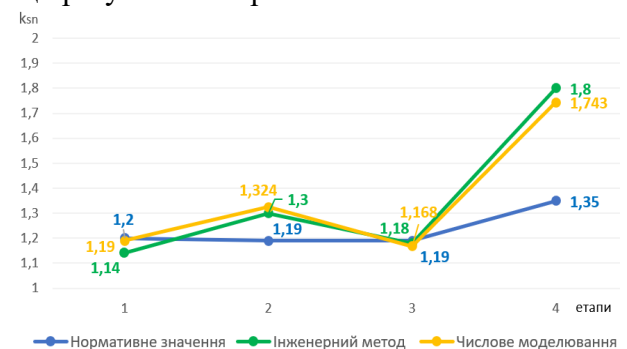


Рис. 13. Коефіцієнти стійкості схилу для перерізу 1-1

Fig. 13. Slope stability safety factors for cross section 1-1

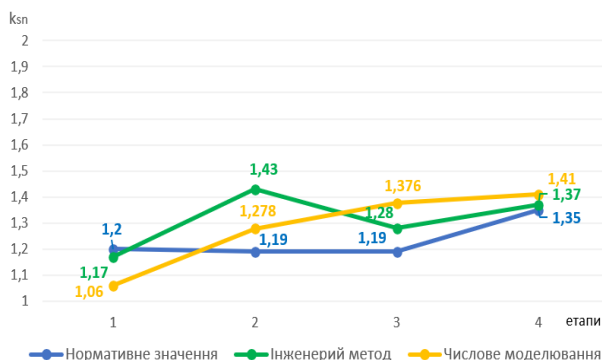


Рис. 14. Коефіцієнти стійкості схилу для перерізу 2-2

Fig. 14. Slope stability safety factors for cross section 2-2

ВИСНОВКИ

Показано, що перевагою використання інженерного методу для оцінки стійкості схилу (методу граничної рівноваги) є простота його використання, а також можливість визначити коефіцієнти стійкості для всіх етапів будівництва для окремо кожної поверхні ковзання. Проте даний метод не дає можливості отримати інформації про стан НДС в конструкціях протизсувних споруд та ґрунтовому масиві, що безумовно є його недоліком. Дана методика рекомендована для якісної оцінки стійкості схилу.

Продемонстровано, що використання числового моделювання напружено-деформованого стану елементів системи «ґрунтовий масив – протизсувні конструкції – фундаменти споруди» дозволяє оцінити стійкість зсувного схилу, отримати інформацію про зусилля і деформації в протизсувних конструкціях на різних етапах будівництва та експлуатації споруд на схилах та на основі даних моделювання проектувати ефективні протизсувні конструкції. Дана методика рекомендована для остаточної оцінки стійкості та проектування відповідальних протизсувних споруд.

ЛІТЕРАТУРА

1. Schanz T. Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Mitt. Inst. für Geotechnik 45. Universität Stuttgart. Stuttgart, 1998. 152 p.

2. Kondner R. L. Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 1963. Vol. 89. Issue 1. pp. 115–144.
3. Duncan J. M., Chang C.-Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. 1970. № 96 (SM5). pp. 1629–1653.
4. Janbu N. Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. 1973. Casagrande volume. pp. 47–86.
5. Vermeer P.A., Brinkgrive R.B.J. Manual of Plaxis. Rotterdam, 2001.
6. Plaxis 2D 2015. Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands, 424 p.
7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam. 1999, pp. 281–290.
8. Rowe P.W. The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. Series A, Mathematical and Physical Sciences. 1962. Vol. 269, No. 1339. pp. 500–527.
9. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпирних стін. К. : Мінрегіонбуд України, 2015.
10. ДБН В.1.1-46:2017. Інженерний захист територій, будівель і споруд від зсувів та обвалів. Основні положення. К.: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України, 2017. – 43 с.

REFERENCES

1. Schanz T. (1998). Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. [On modeling the mechanical behavior of friction materials]. Mitt. Institute for Geotechnics 45. University of Stuttgart, 152 (in German)
2. Kondner R. L. (1963). Hyperbolic stress strain response: Cohesive soils. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 89. Issue, 115–144.
3. Duncan J. M., Chang C.-Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. № 96 (SM5), 1629–1653.
4. Janbu N. (1973). Slope stability computation. Embankment-Dam Engineering. Casagrande

volume, 47–86.

5. Vermeer P.A., Brinkgrive R.B.J. (2001). Manual of Plaxis. Rotterdam.
6. Plaxis 2D (2015). Reference manual, Delft University of Technology & PLAXIS b.v., The Netherlands, 424.
7. Schanz T., Vermeer P. A., Bonnier P. G. (1999). The Hardening Soil Model: Formulation and verification. Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Balkema. Rotterdam, 281–290.
8. Rowe P.W. (1962). The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. Proceedings of the Royal Society of London. *Series A, Mathematical and Physical Sciences*. Vol. 269, No. 1339, 500–527.
9. DSTU-N B B.2.1-31:2014. (2015). Nastanova z proektuvannya pidpirnykh stin [Guidelines for the design of retaining walls]. K.: Ministry of Regional Development of Ukraine (in Ukrainian).
10. DBN V.1.1-46:2017. (2017). Inzhenernyi zakhyst terytorii, budivel i sporud vid zsuviv ta obvaliv. Osnovni polozhennia [Engineering protection of territories, buildings and structures from landslides and landslides. Substantive provisions]. K.: Ministerstvo rehionalnoho rozvytku, budivnytstva ta zhytlovo-komunalnoho hospodarstva Ukrainy, 47 (in Ukrainian).

Comparative assessment of the slope stability using different calculation methods

Viktor Nosenko
Liudmyla Skochko
Artur Malaman

Summary. Abstract. Comparison of the results of assessment of the of slope stability to determine the feasibility of construction of retaining structures is presented in this paper

The construction of a grain terminal on a landslide slope in the Odessa region was selected as the object of researching. The building area belongs to the Black Sea basin region and is located on the southwestern slope of the Ukrainian Crystal Shield. The uneven stepped surface of the crystalline basement consists of blocks. Despite the significant irregularities of the crystalline basement, they are reflected in the relief through the sedimentary cover. To ensure of the slope stability, it is planned to install a cascade of retaining structures. There are pile retaining walls.

The calculations are based on the analysis of the stress-strain state of the slope and anti-landslide structures using two fundamentally different methods. These methods of calculation using modern software:

- analytical method for assessing the slope stability (limit equilibrium method);
- assessment of the slope stability by the method of numerical modeling of the stress-strain state of the elements of the system "soil mass - anti-landslide structures".

Calculations were made for two calculated cross-sections and for different stages of construction. There are stages native state, during construction and exploitation. 1st stage is assessment of the slope stability in its natural state, before building beginning. 2nd stage is assessment of the slope stability during the construction of the 1st retaining wall and excavations of the first level of the pit; stage 3 - assessment of slope stability after construction of anti-landslide structures and excavations of the pit. Stage 4 - assessment of the slope stability at the stage of grain terminal exploitation, it is meaning the construction of foundation structures.

According to the results of calculations, the slope stability safety factors were determined, the analysis of SSS elements of the system "soil mass - landslide structures" was carried out and the reinforcement of retaining walls was selected.

Keywords. Slope stability, retaining construction, engineering calculations, numerical modeling.

Реконструкція адміністративного будинку на глинистих ґрунтах

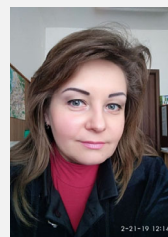
Вероніка Жук¹, Олексій Хоменко²Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,¹zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192²olexyikhomenko@gmail.com

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.52-66

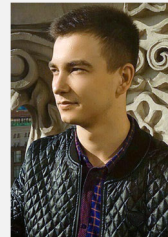
Анотація. Нарівні з новим будівництвом питання реконструкції існуючих будівель і споруд в Україні залишається актуальним. Додатково, актуальним питанням є приведення у відповідність до вимог сьогодення значної кількості раніше зведених будівель. Сьогодні численна кількість будівель і споруд з різних причин знаходиться у незадовільному або аварійному стані, є законсервованими або навіть перебувають у закинутому стані. Деякі з них можуть отримати друге життя після зміни призначення приміщень, розширення площ, збільшення поверховості, заміни несучих конструкцій та ін. При цьому існуючі несучі конструкції часто потребують часткового або повного підсилення внаслідок фізичного зносу або збільшення навантаження після реконструкції. Забезпечити надійну експлуатацію будівель після реконструкції, задовольнити сучасні потреби і вимоги при збереженні привабливих історичних фасадів – це актуальна задача для багатьох об'єктів в нашій країні і особливо у столиці.

Проведене дослідження було виконано на прикладі реального об'єкту в м. Києві щодо реконструкції адміністративної будівлі з надбудовою і прибудовою нежитлових приміщень. Проектом реконструкції було передбачено перепланування основної будівлі, яку за архівними даними було зведено до 1940-х років, збільшення поверховості павільйону, який було прибудовано у 2000 році, а також передбачалася прибудова нежитлових приміщень.

В рамках дослідження було виконано аналіз перерозподілу зусиль в несучих конструкціях з врахуванням осідання фундаментів нових опор. Було проаналізовано зміну внутрішніх зусиль у несучих конструкціях металевго каркасу за даними числового моделювання з врахуванням впливу ґрунтової основи, який проявляється у



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



Олексій Хоменко
магістр кафедри
геотехніки

виникненні нерівномірних переміщень баз колон, а саме:

- виконано перевірку несучої здатності основи існуючих фундаментів в умовах реконструкції будинку;
- визначено комбінацію навантаження на фундаменти під нові опори за результатами просторового розрахунку металевго каркасу прибудови;
- визначено переміщення баз колон для розрахунку просторової роботи металевго каркасу прибудови з врахуванням осідання фундаментів;
- виконано аналіз перерозподілу зусиль в несучих конструкціях з врахуванням осідання фундаментів нових опор.

Встановлено за результатами дослідження, що врахування деформації основи фундаментів суттєво впливає на напружений стан надземних конструкцій каркасних споруд, що дозволяє підвищити надійність всіх елементів каркасу.

Ключові слова. Реконструкція, каркас, осідання, внутрішні зусилля, числове моделювання, напружено-деформований стан.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Виконання розрахунків спільної роботи будівель і споруд з основою з використанням комп'ютерного моделювання є актуальним питанням для практики проектування. Проте, досвід проектування та результати проведення моніторингу деформацій виявили наявність значних розбіжностей між розрахунковими і фактичними значеннями осідання. Це пояснюється невідповідністю розрахункових схем для виконання моделювання взаємодії будівлі з основою, застосуванням певних спрощень та припущень при розробці моделей ґрунтового середовища.

Сьогодні все ще трапляються випадки розрахунків надземної частини будівель і споруд без урахування реальних геологічних умов навіть не зважаючи на значний прогрес в розвитку методів розрахунку. Часто при виконанні розрахунків застосовується припущення, що основа є абсолютно жорсткою. Таке спрощення обумовлено простотою реалізації розрахунку у програмних комплексах. Але такий підхід призводить до появи помилкових результатів, оскільки характер поведінки конструкції на жорсткій основі та з урахуванням геологічних особливостей майданчика суттєво відрізняється.

Наряду з цим, найбільш популярним сьогодні серед конструкторів-проектувальників надземної частини будівель і споруд залишається підхід розрахунку з використанням методики плити на пружній основі. Такий підхід залишається популярним через простоту реалізації моделі ґрунтового середовища для комп'ютерного моделювання.

В будівельній галузі на етапі виконання розрахунків та прийняття проектних рішень сьогодні підвищується важливість врахування всіх особливостей геологічних умов будівельного майданчика.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Врахування особливостей взаємодії каркасних будівель та ґрунтової основи при виконанні геотехнічних розрахунків є важливим етапом під час проектування надземних

та фундаментних конструкцій будівель. Досвід розрахунків показує, що перерозподіл внутрішніх зусиль залежить від взаємодії всіх елементів системи «ґрунтова основа – фундамент - будівля» [1-5].

Дослідженнями впливу врахування ґрунтового середовища, його параметрів на перерозподіл напружень між елементами каркасу та формуванням деформацій осідання фундаментів займалися ряд науковців, серед яких А.О.Бартоломей, І.П.Бойко, Б.І.Далматов, Р.Катценбах та інші. Питання порівняння різноманітних підходів врахування ґрунтової основи при виконанні розрахунків спільної роботи будинку з ґрунтовою основою були висвітлені у наступних роботах:

Порівняння результатів розрахунку будівлі з різними варіантами моделювання ґрунтового середовища було виконано В.Носенком та О.Кашоїдою [5]. Висвітлено результати порівняння напружено-деформованого стану систем «основа – фундаменти – надземні конструкції», що були змодельовані різними способами: без врахування основи, за допомогою коефіцієнтів жорсткості основи, та шляхом моделювання ґрунтового масиву об'ємними скінченими елементами.

Дослідження І.Жупаненко [2] присвячено аналізу достовірності різних методик визначення коефіцієнтів постелі при різних варіантах ґрунтових умов.

У науковій праці В.Носенка та О.Кашоїди [4] представлено результати порівняння напружено-деформованого стану вертикальних елементів каркасу монолітного будинку, в залежності від методу моделювання ґрунтового середовища та паль.

МЕТА РОБОТИ

Метою виконаного дослідження є аналіз перерозподілу зусиль в несучих конструкціях з врахуванням осідання фундаментів нових опор за результатами числового моделювання взаємодії елементів системи «ґрунтова основа-фундамент-будівля».

Об'єктом дослідження є адміністративний будинок з надбудовою та прибудовою нежитлових приміщень, що підлягає реконструкції. Предметом дослідження є

напружено-деформований стан фундаментів будинку в умовах реконструкції. Науковою новизною можна назвати наступні елементи дослідження:

- застосовано методику вибору оптимального організаційно-технологічного рішення при реконструкції будівлі з використанням просторової візуалізації, що дозволяє побудувати профіль ефективного вирішення.
- встановлено, що такий підхід дозволяє оцінити обране поєднання чинників, порівнюючи його з іншими варіантами, вибірково змінюючи вплив одного або декількох параметрів. Просторова візуалізація дозволяє звести важкий процес врахування різноманітних чинників впливу до перебору варіантів з миттєво оцінюваним результатом (візуальне представлення складних геометричних форм, деталізація стикування окремих елементів).
- проаналізовано зміну внутрішніх зусиль у несучих конструкціях металевих каркасу за даними числового моделювання з врахуванням впливу ґрунтової основи, який проявляється у виникненні нерівномірних переміщень баз колон.
- встановлено, що врахування деформації основи фундаментів суттєво впливає на напружений стан надземних конструкцій каркасних споруд, що дозволяє підвищити надійність всіх елементів каркасу.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

За проектом реконструкції будівлі (рис.1) з надбудовою і прибудовою нежитлових приміщень передбачено демонтаж покрівлі одноповерхового павільйону, і влаштування відповідних рівнів ярусів перекриттів (рис.2-3).

Загалом будівля до реконструкції складається з трьох архітектурних будівельних об'єктів: двоповерхова цегляна будівля з горищем (з мансардним поверхом) і підвалом, двоповерхова частина з горищем (мансардним поверхом) та прибудований павільйон.

Конструктивна схема прибудови - просторовий металевий каркас, стовпчасті фундаменти, металеві балки покриття. Каркас має кілька ярусів. Проектом також

передбачено перепланування основної будівлі.



Рис.1. Будівля до реконструкції, головний фасад

Fig.1. Building before reconstruction, the main facade

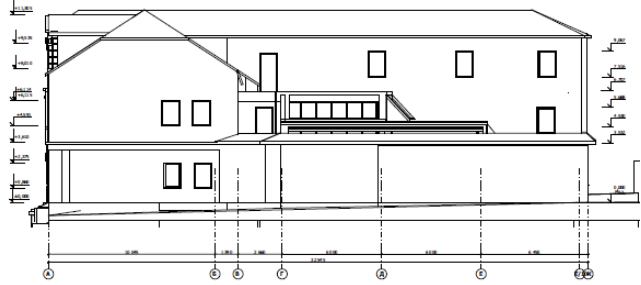
Ідея реконструкції будівлі полягає у тому, щоб максимально зберегти існуючі будівельні конструкції павільйону із металевим каркасом для подальшого використання, створити повноцінний третій поверх в осях «1-10», «Б-К» і прибудувати триповерхову будівлю з нежитловими приміщеннями в осях «1-10», «К-Л»; «1-2», «Е/1-К» (рис.4).

Реалізація поставленої задачі при реконструкції досягається через створення складної просторової конструктивної схеми надбудови з прибудовою таким чином, що металевий каркас є єдиним просторовим остовом надбудови і прибудов, а також об'єднаний із цегляною частиною існуючої будівлі по осі «3», в осях «В-Ж»

Просторова жорсткість каркасу забезпечується просторовою роботою металевих каркасу (колони, ферми, балки, вертикальні і горизонтальні в'язі), а також його взаємозв'язком з існуючою будівлею, яка має чарункову структуру з цегляних стін. Взаємозв'язок по осі «3» відбувається через вузли обпирання ферм на монолітний залізобетонний пояс, влаштований по цегляній стіні та через балки по осі «В».

Відповідно до схеми фізико-географічного районування України територія досліджень належить до Лісостепової зони Київської височинної області. В геоморфологічному відношенні ділянка вишукувань знаходиться в межах балки, що впадає в долину річки Либідь. Рельєф ділянки похилий, упо-

a)



b)

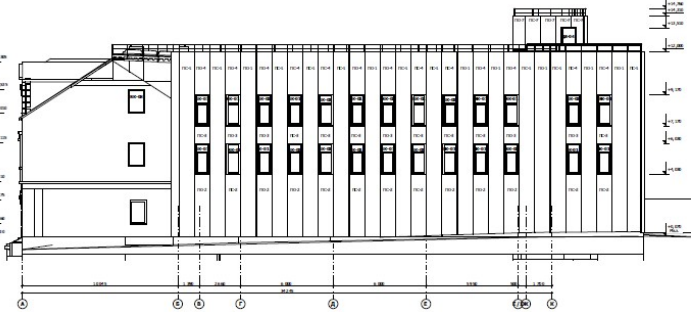


Рис.2. Фасади будівлі до реконструкції (a) та після (б)

Fig.2. Facades of the building before reconstruction (a) and after (b)

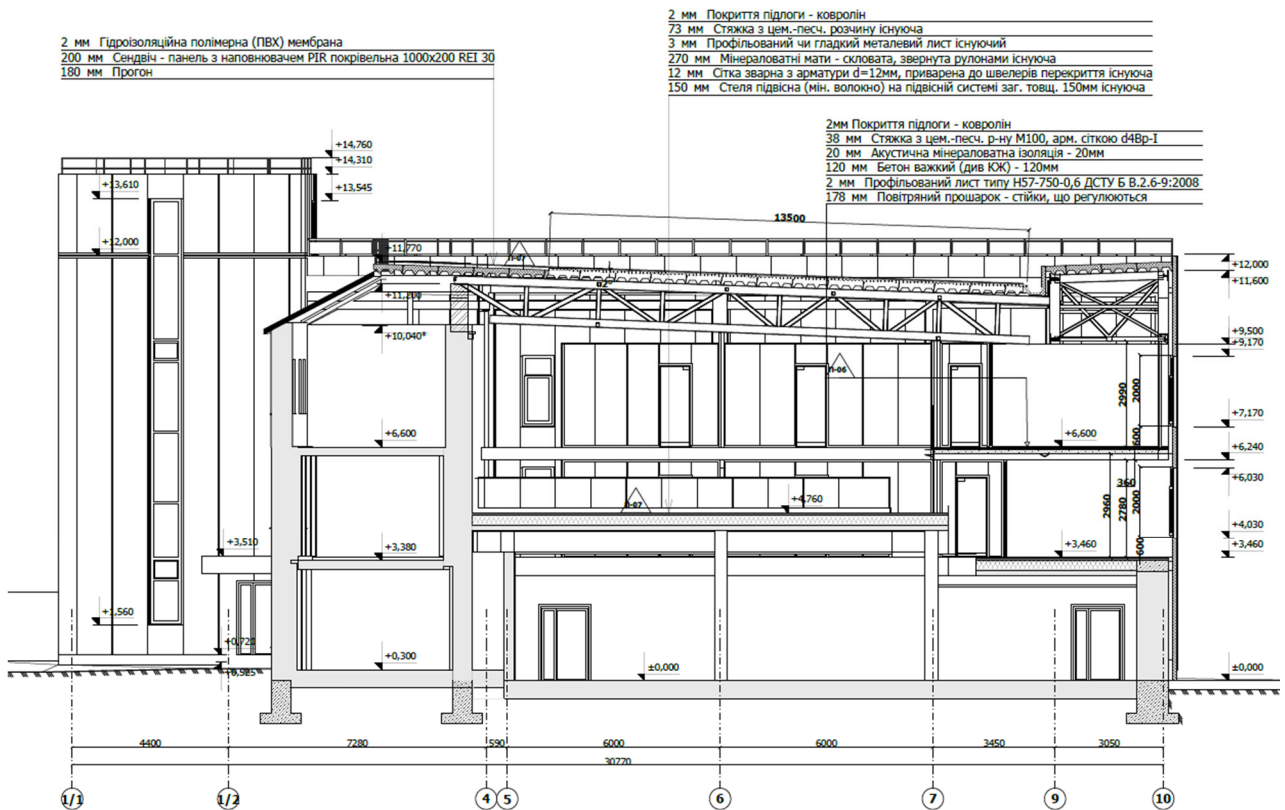


Рис.3. Розріз будівлі після реконструкції

Fig.3. Section of the building after reconstruction

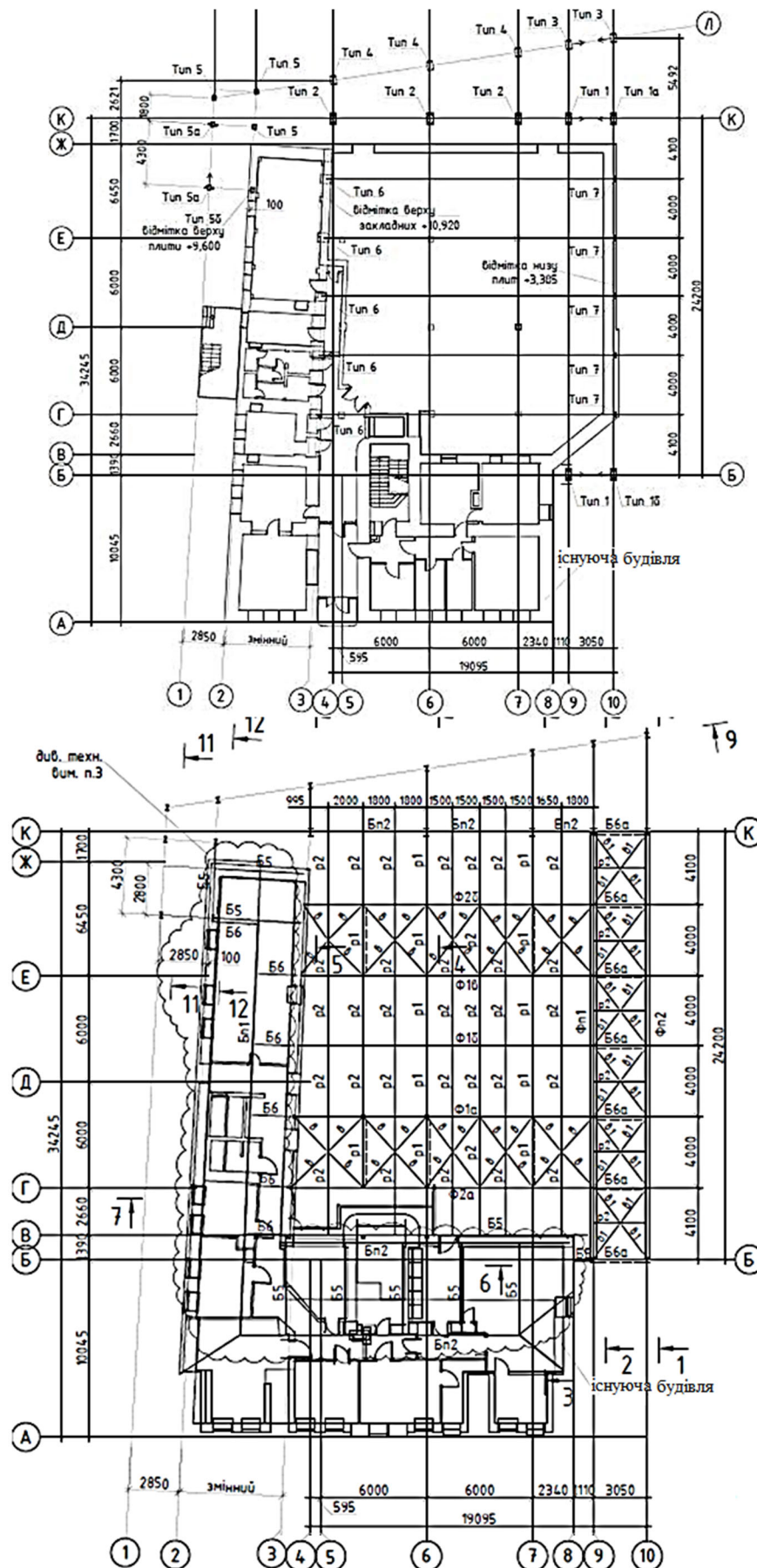


Рис.4. Схема розташування баз колон та металевих конструкцій по верхнім поясам ферм
 Fig.4. The layout of the bases of the columns and the metal structures on the upper belts of trusses

рядкований (спланований насипними ґрунтами, характеризується коливанням умовних висотних відміток в середньому 117,00-118,64 м (рис.4).

В геоструктурному відношенні досліджувана територія розташована в межах північно-східної частини Українського кристалічного масиву. Будова верхньої частини земної кори двоповерхова. Нижнім структурним поверхом є архей-протерозойський кристалічний фундамент, верхній – мезокайнозойський осадовий чохол, який залягає на денудований поверхні фундаменту, що має загальний пологий нахил у північно-східному напрямі.

Тектонічний режим характеризується повільними диференційними вертикальними висхідними і низхідними рухами земної кори. В сучасних умовах це не спричиняє особливих змін поверхні.

Пробуреними до глибини 8,0 м свердловинами встановлено, що геологічний розріз ділянки складений верхньо-неоплейстоценовими делювіальними відкладами балки, що літологічно представлені піщанистими супісками, з прошарками і лінзами пісків та мілкими пісками, з прошарками супісків. З поверхні відклади перекриті шаром насипних ґрунтів, що представлені, в основному, піщанистими супісками з включеннями будівельного сміття 10-30% (рис.5).

Гідрогеологічні умови ділянки, на розвідану глибину (8,0м.) характеризуються наявністю витриманого горизонту ґрунтових вод. Рівень водоносного горизонту ґрунтових вод в період вишукувань зафіксований на глибинах 5,60-6,10м, що відповідає умовним відміткам 112,36-112,76 м. Живлення горизонту ґрунтових вод відбувається за рахунок інфільтрації атмосферних опадів, не виключена також техногенна складова живлення. Режим ґрунтових вод не постійний, залежить від пори року та кількості опадів. В періоди танення великої кількості снігу, чи рясних, тривалих злив рівень горизонту може бути вищим до 0,5 м. від рівня зафіксованого під час вишукувань.

По номенклатурному виду, складу, стану та фізико-механічним характеристикам на території ділянки вишукувань виділено

п'ять інженерно-геологічних елементів, детальний опис яких наведено в умовних позначках до інженерно-геологічного розрізу (табл.1, рис.5)

Ділянка вишукувань знаходиться в стійкому стані. Негативні інженерно-геологічні процеси і явища не спостерігаються. Категорія ґрунтів за сейсмічністю –II. По сукупності факторів територія вишукувань належить до II-ї (середньої) категорії інженерно-геологічних умов. Негативні інженерно-геологічні процеси і явища не спостерігаються. В процесі реконструкції та подальшої експлуатації будівлі значних змін інженерно-геологічних умов не очікується.

За роки експлуатації будівлі та павільйону в їх конструкціях виниклим пошкодженням, що можна класифікувати наступним чином:

- вертикальні тріщини із шириною розкриття до 4 мм на фасадах основної будівлі, що виникли через нерівномірні деформації основи фундаментів в т.ч. при прокладанні ліній метрополітену, а також при будівництві та реконструкції транспортних розв'язок на Московській площі;
- морозобійне руйнування оздоблення та кладки зовнішніх стін на глибину до 2 см;
- поверхнева корозія металевих колон в зоні примикання до фундаментів.

Вказані пошкодження впливають переважно на довговічність конструктивних елементів та загальну жорсткість будівлі.

Характеристика технічного стану основних конструктивних елементів за даними обстеження:

- Фундаменти монолітні залізобетонні, окреmostоячі неглибокого закладання на природній основі. Проектним рішенням передбачене влаштування фундаментів розмірами 1,5х1,5 м під середні несучі колони та 1,2х1,2 м під крайні несучі колони. Зовнішні огорожувальні конструкції зведені на фундаментних балках. Основою фундаментів служать ІГЕ - 3а (супісок піщанистий з прошарками і лінзами пісків). Для встановлення відповідності параметрів фундаментів проектним рішенням було розроблено шурфи. За результатами обстеження було встановлено, що параметри існуючих фундаментів та їх

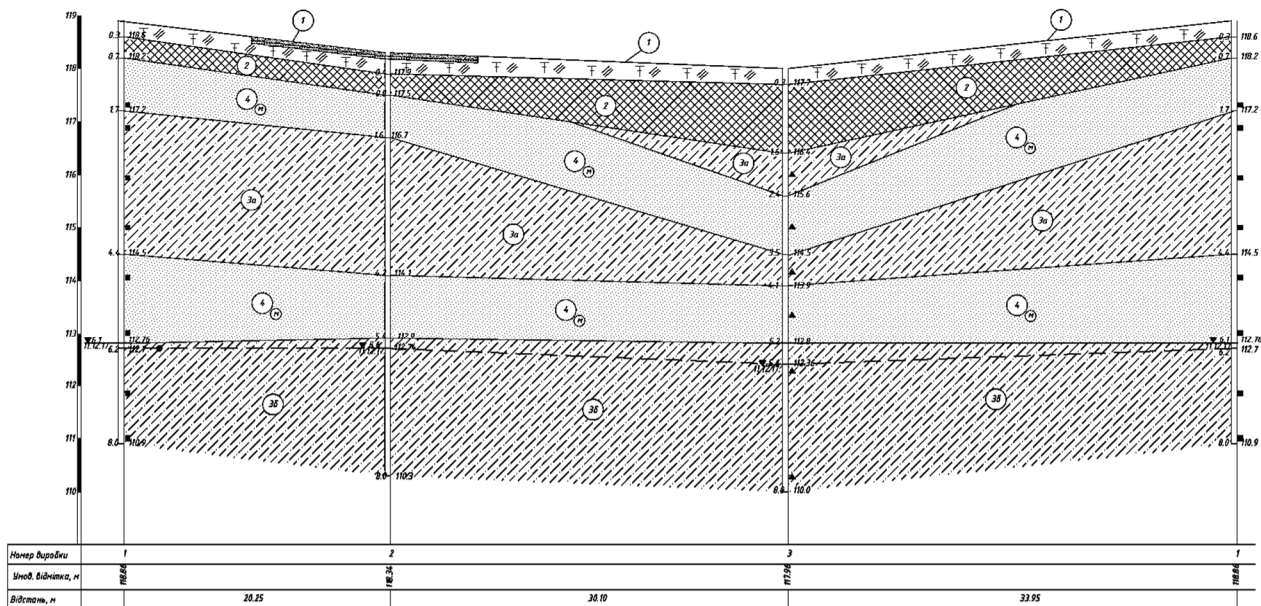
армування відповідають проектним рішенням. Технічний стан фундаментів в шурфах - задовільний.

- Колони - металеві. Виконані із прокатних профілів (два швелери №24, переріз «коробка»). Основні пошкодження - це поверхнева корозія металу в зоні примикання до фундаментів.

- Покриття - плоске рулонне по плоским азбоцементним листам. Рулонний килим укладений на плоскі азбоцементні листи. Ці

листи спираються на жорсткий мінераловатний утеплювач, укладений по профлисту. Під профлистом влаштовано шар утеплювача товщиною до 150 мм, який укладений на пароізоляцію та арматурну сітку. Ознак протікання покрівлі не зафіксовано. Технічний стан задовільний.

За результатами аналізу проекту і перевірок розрахунків існуючого стану балок покриття до реконструкції було встановлено:



УМОВНІ ПОЗНАЧЕННЯ

Стратиграфічні

Літологічні

† Н техногенні відклади

Неоплейстацен.

Верхня ланка РІІІ-Н

d РІІІ делювіальні відклади



Асфальт на щебні



Грунтово-рослинний шар: дерн, суглинок чорний, гумусований



Насипний ґрунт: супісок піщанистий, сірий, темно-сірий, перемішаний з жовто-сірим, злеганий, з включенням будівельного сміття від 10 до 30%



Супісок піщанистий, бурий, жовто-бурий, жовто-сірий, з частими прошарками і лініями пісків, твердий і пластичний ($I_L < 0.5$ д. о.)



Супісок піщанистий, бурий, жовто-бурий, жовто-сірий, з частими прошарками і лініями пісків, пластичний ($I_L < 0.5$ д. о.)



Пісок мілкий, жовто-сірий, світло-жовтий, середньої щільності, з тонкими лініями і прошарками супісків, малого-середнього ступеня водонасичення

Консистенція глинистих ґрунтів		Ступінь вологості піщаних ґрунтів
глин і суглинків	супісків	
тверда	тверда	мало́го ступеня водонасичення
напівтверда		
тугопластична		
м'якопластична	пластична	середнього ступеня водонасичення
текуча	текуча	
		насичений водою

Інші



Глибина залягання та умовна відмітка усталеного рівня ґрунтових вод
Дата заміру

Глибина та умовна відмітка підшви шару чи забоя виробки.



Точка відбору ґрунту з не порушеною структурою



Точка відбору ґрунту з порушеною структурою



Місце відбору проби води



Номер інженерно-геологічного елемента

Рис.5. Інженерно-геологічний розріз майданчика
Fig.5. Geological conditions of the construction site

Табл. 1. Фізичні характеристики ґрунтів будівельного майданчика
Table 1. Physical characteristics of soils of the construction site

ІГЕ	Характеристика інженерно-геологічного елемента (ІГЕ)	Геологічний індекс				Гранулометричний склад, % фракції, мм		Вологість на межі		Число пластичності І _p	Показник текучості І _l	Щільність часток ґрунту, ρ _s г/см ³	Щільність ґрунту, ρ г/см ³	Щільність сухого ґрунту, ρ _d г/см ³	Коефіцієнт пористості, e	Коефіцієнт водонасичення, S _r	Коефіцієнт фільтрації К _ф , м/добу	Кут внутрішнього тертя, φ ₀	Питоме зчеплення с, кПа	Модуль деформації Е, МПа	Розрахункові значення								
		Пісок		Пісок Пил Глина		текучість, W _L	розкочування, W _p	α=0,85	α=0,95												c ₁	φ ₁	ρ ₁	φ ₁	c ₁				
		1,0-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1																								
1	Грунтово-рослинний шар	ІН				Не нормуються																							
2	Насипний ґрунт	ІН																											
3а	Суцільно піщаний, бурий, жовто-бурий, живто-сірий, з частими прошарками і лініями пісків, твердий і пластичний (ІL < 0.5 д.о.)	ІН								0,130	0,15	0,12	0,03	0,32	2,65	1,83	1,62	0,64	0,54	1,100	26	15	21	1,81	26	15	1,81	24	12
3б	Суцільно піщаний, бурий, жовто-бурий, живто-сірий, з частими прошарками і лініями пісків, пластичний (ІL < 0.5 д.о.)	ІН								0,170	0,18	0,15	0,03	0,66	2,65	1,91	1,63	0,625	0,72	1,100	24	13	18	1,89	24	13	1,88	22	10
4	Пісок мілкий, жовто-сірий, світло-жовтий, середньої щільності, з тонкими лініями і прошарками супісків, малого-середнього ступеню водонасичення.	ІН				8,3	30,1	41,4	20,2	0,080		2,65	1,77	1,62	0,633	0,35	5,500	33	2	28	1,75	33	2	1,75	33	2	1,74	30	1

- існуюче покриття виконане без бетону;
- із врахуванням експлуатації існуюче покриття як площадки для відпочину несуча здатність металевих балок покриття (головних і другорядних) забезпечена.

За даними перевірочних розрахунків конструкцій після реконструкції було прийнято наступні конструктивні рішення та концепції: каркас надбудови металевий, перекриття із монолітного залізобетону по профлисту, легкі підлоги (лінолеум, ламінат по плиті без вирівнюючих стяжок), покриття експлуатоване (150 кг/м^2).

Перевірочні розрахунки показали, що:

- ґрунтова основа і конструкція фундаментів дозволяють виконати надбудову одним поверхом без підсилення. При надбудові двома поверхами необхідне підсилення фундаментів крайніх рядів А/3, А/4, Б/5 В/5 (ділянки з вантажною площею 18 м^2), фундаменти середніх рядів підсилення не потребують (при умові, що в осях 3-4/Б-В залишиться ліхтар в межах 2 і 3 надбудованого поверхів). В іншому випадку необхідне буде підсилення фундаментів середніх рядів
- балки існуючого покриття, які будуть слугувати несучими елементами міжповерхового перекриття після реконструкції, необхідно підсилювати (наприклад, існуючі балки взяти «в коробку» із швелерів №20), також і вузли примикання до колон.
- колони і анкерні кріплення до фундаментів потрібно перевіряти розрахунком після архітектурної концепції і прийнятих конструкцій перекриття і покриття.

На основі проведеного дослідження та виконаних перевірочних розрахунків була встановлена можливість реконструкції павільйону з надбудовою.

Для фундаментних конструкцій існуючих несучих елементів будинку було виконано перевірку несучої здатності ґрунтової основи та величини осідання. Виконані розрахунки показали, що значення сумарної деформації ґрунтової основи для всіх існуючих фундаментів будівлі не перевищує граничне за вимогами чинних нормативних документів. Таким чином, ґрунтова основа може бути розрахована за деформаціями за схемою лінійно-деформованого простору.

При розрахунку просторової роботи сталевих каркасу і ґрунтової основи та визначення їх взаємодії та впливу переміщень фундаментів та напружено-деформований стан сталевих конструкцій ґрунтова основа може бути змодельована за схемою лінійно-деформованого простору.

На етапі розробки проектних рішень та подальшої реалізації процесу будівництва на об'єкті реконструкції було застосовано 3D-візуалізацію з використанням «Tekla Structures» (рис.6), що значно полегшує роботу з підрядними організаціями та відчутно покращує ефективність організації процесів будівництва.

Тривимірні інформаційні моделі, створені за допомогою «Tekla Structures», для всіх учасників будівельних проектів виводять ефективність на новий рівень: інженери-конструктори, проектувальники, виробники металевих або залізобетонних конструкцій, підрядники та керівники проектів отримують доступ до моделей, що автоматично оновлюються, з необхідною насиченістю даними, які дозволяють кожному створювати, комбінувати, керувати і обмінюватися технологічною інформацією в режимі реального часу. Робота з деталізованою моделлю дозволяє всім учасникам будівельного проекту бачити усі його складові, виявляти та виправляти помилки ще на етапі проектування. Такий підхід дозволяє обійтися без переробок, непотрібних ризиків та непередбачених витрат під час будівництва. Використання інформаційної моделі забезпечує ефективний процес BIM, який значно покращує розуміння, допомагає приймати ефективні рішення, створювати досконаліші конструкції та формувати комерційну цінність.

Для об'єкту реконструкції було розроблено модель (рис.6) з використанням «Tekla Structures», яка деталізовано ілюструє всі складові елементи існуючої будівлі, а також вузли стикування існуючих елементів будинку та нових конструкцій, влаштування яких було заплановано на етапі реконструкції. Розроблену тривимірну модель сталевих каркасу прибудови після реконструкції представлено на рис.7.

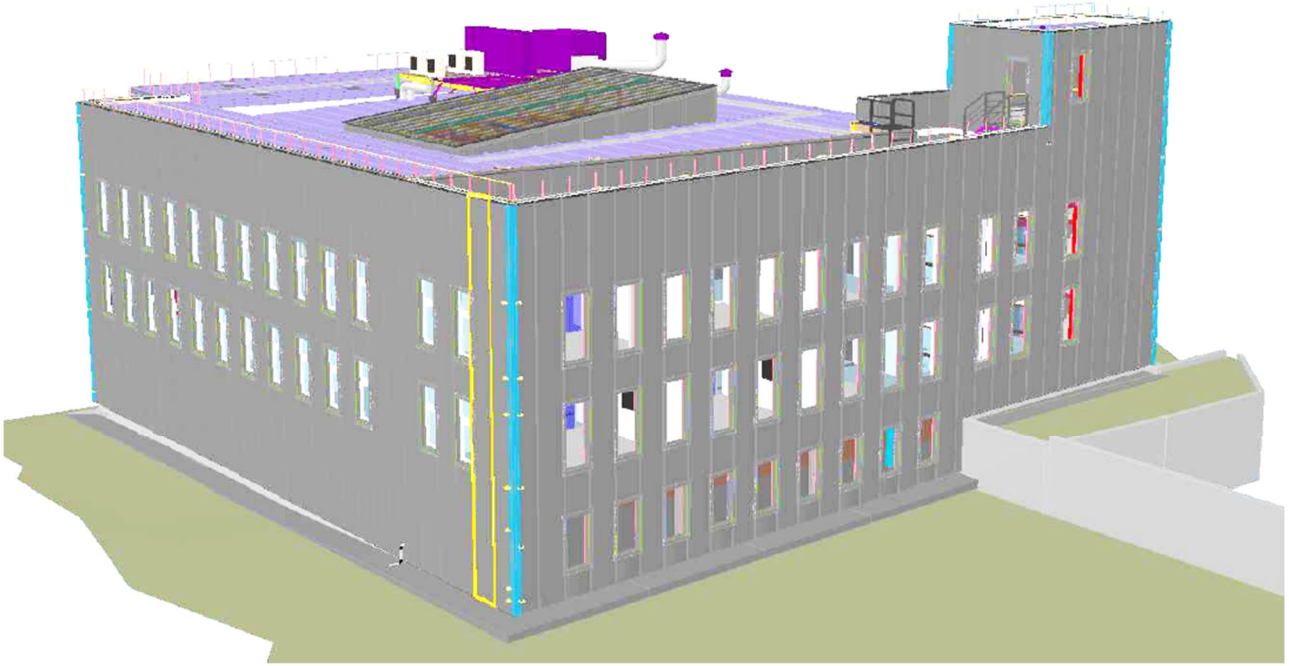


Рис.6. 3D-візуалізація будівлі після реконструкції з використанням «Tekla Structures»
Fig.6. 3D-visualization of the building after reconstruction using "Tekla Structures"



Рис.7. Модель металевого каркасу прибудови після реконструкції з використанням «Tekla Structures»
Fig.7. Model of a metal framework of an extension after reconstruction with use of "Tekla Structures"

Під час реконструкції будинку було заплановано розробку котловану та влаштування монолітних залізобетонних фундаментів під бази колон металевого каркасу прибудови. Отримання напружено-

деформованого стану несучих конструкцій існуючої частини будинку та нових додаткових елементів було реалізовано шляхом комп'ютерної симуляції взаємодії всіх елементів будівлі з ґрунтовим масивом.

Для реалізації поставлених задач дослідження було виконано розрахунки спільної роботи будинку з ґрунтовою основою шляхом числового моделювання з використанням ПК ЛІРА. Скінчено-елементна модель, що була розроблена для виконання досліджень представлена на рис.8.

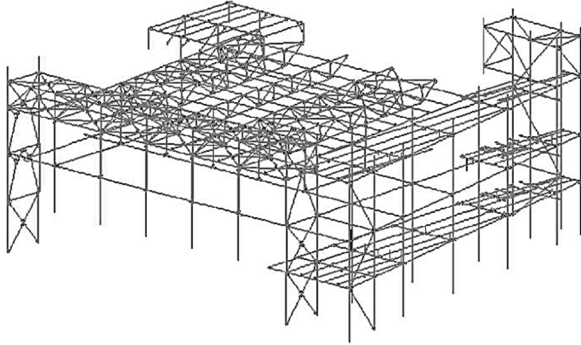


Рис.8. Скінчено-елементна модель каркасу прибудови (ПК ЛІРА)

Fig.8. Finite element model of the extension frame (PC LIRA)

За результатами просторового розрахунку металевго каркасу в програмному комплексі ЛІРА-САПР без врахування осідання опор було встановлено, що перший граничний стан (міцність, стійкість елементів) і другий (експлуатаційна придатність, прогини і переміщення) граничний стан для всіх елементів металевго каркасу забезпечені. Зусилля у основних несучих елементах не перевищують значень зусиль, вказаних у таблицях в проектній документації.

На наступному етапі було виконано дослідження впливу взаємодії каркасу з ґрунтовим масивом (табл.2). Аналіз виконаних розрахунків стосовно дослідження впливу врахування осідання опор на перерозподіл внутрішніх зусиль у елементах металевго каркасу прибудови наведено у вигляді графіків (рис.9), які ілюструють величину приросту внутрішніх зусиль у несучих конструкціях каркасу.

Аналіз результатів підтверджує суттєво тривимірний характер напружено-деформованого стану конструкцій каркасу, що підтверджує необхідність виконання розрахунків з врахуванням впливу ґрунтової основи фундаментів будинку.

За результатами розрахунків (табл.2)

було зафіксовано збільшення поздовжнього зусилля N у окремих елементах металевго каркасу, яке знаходиться в середньому в межах 10...45%. При цьому збільшення зусиль в елементах за абсолютною величиною не перевищує 21 т. У елементі каркасу №4024 збільшення зусилля прогнозується у 13 разів. У елементі №4310 відбулася зміна знаку зусилля на протилежний.

Було виявлено збільшення крутного моменту M_k в окремих елементах металевго каркасу, що складає в середньому в 10...40%. При цьому збільшення зусиль за абсолютною величиною не перевищує 0,004 т*м. У елементах №4011, 4041, 4274, 4285, 4315, 4316, відбулася зміна знаку зусилля на протилежний. У елементах каркасу №4288, 4289 збільшення зусилля прогнозується у 4 рази.

Дослідження показало збільшення згинального моменту M_y в деяких елементах металевго каркасу прибудови в діапазоні 15...50%. При цьому збільшення зусиль за абсолютною величиною не перевищує 1,5 т*м. У елементах №4273, 4277, 4281, 4282, 4309, 4314, 5810, 5819, відбулася зміна знаку зусилля на протилежний. У елементі каркасу №4314 збільшення зусилля прогнозується до 8 разів.

Аналіз результатів показав збільшення поперечного зусилля Q_z у окремих елементах металевго каркасу, яке знаходиться в середньому в межах 5...60%. При цьому збільшення зусиль за величиною не перевищує 0,9 т. У елементах №4273, 4274, 4277, 4281, 4282 відбулася зміна знаку зусилля на протилежний. У елементі каркасу №4314 збільшення зусилля очікується до 4 разів.

Було отримано збільшення згинального моменту M_z у окремих елементах металевго каркасу, яке знаходиться в середньому в межах 5...45%. При цьому збільшення зусиль за абсолютною величиною не перевищує 0,4 т*м. У елементах №4012, 4277, 4279, 4301 відбулася зміна знаку зусилля на протилежний. У елементі каркасу №4271 збільшення зусилля прогнозується у 84 рази.

Порівняння результатів виявило збільшення поперечного зусилля Q_y у окремих елементах металевго каркасу, яке знахо-

Табл.2. Значення внутрішніх зусиль в несучих елементах каркасу (вибірково)
 Table 2. The internal effort's values in bearing elements of the frame (part)

№ елем	Внутрішні зусилля в несучих елементах каркасу											
	без врахування осідання опор						з врахуванням осідання опор					
	<i>N</i>	<i>M_k</i>	<i>M_y</i>	<i>Q_z</i>	<i>M_z</i>	<i>Q_y</i>	<i>N</i>	<i>M_k</i>	<i>M_y</i>	<i>Q_z</i>	<i>M_z</i>	<i>Q_y</i>
	(Т)	(Т*М)	(Т*М)	(Т)	(Т*М)	(Т)	(Т)	(Т*М)	(Т*М)	(Т)	(Т*М)	(Т)
3995	78,941	0,002	0,005	0,027	-1,468	-0,639	68,685	0,002	0,011	0,028	-1,136	-0,346
3996	95,762	0,003	0,049	0,027	-0,418	0,222	87,243	0,003	0,057	0,028	-0,525	0,199
3997	95,766	0,003	0,089	0,027	-0,66	0,1	87,248	0,003	0,1	0,028	-0,733	0,078
3998	99,404	0,003	0,112	0,027	-0,718	0,303	93,244	0,003	0,126	0,028	-0,758	0,211
3999	99,545	0,003	0,176	-0,057	-1,067	-0,221	93,379	0,003	0,194	-0,064	-0,967	-0,067
4000	72,868	-0,002	0,068	-0,057	-0,538	0,241	69,548	-0,001	0,076	-0,064	-0,716	0,119
4007	-95,159	0,002	-0,889	0,5	-0,644	0,958	-107,52	0,002	-0,852	0,45	-0,339	1,281
4008	-95,086	0,002	-0,161	0,526	-0,515	0,871	-107,44	0,002	-0,2	0,598	-0,695	0,658
4009	-104,46	0,003	0,654	-0,733	-0,385	1,048	-119	0,004	0,723	-0,811	-0,244	1,259
4010	-104,39	0,003	-0,46	0,654	-0,522	1,238	-118,93	0,003	-0,511	0,738	-0,695	1,053
4012	-92,908	0,007	-0,378	0,245	-0,516	0,892	-110,12	0,007	-0,47	0,341	-0,726	0,705
4052	64,991	0,001	0,135	0,029	-0,281	0,093	65,912	0,001	0,145	0,03	-0,301	0,076
4053	64,995	-0,001	0,198	-0,077	-0,382	-0,075	65,916	-0,001	0,212	-0,083	-0,379	-0,06
4270	-121,81	-0,001	0,398	-0,511	-0,087	1,331	-127,71	-0,003	0,44	-0,291	-0,104	1,316
4271	-110,6	-0,001	-0,644	0,603	-0,002	0,832	-117,98	-0,001	-0,151	0,417	-0,167	0,707
4273	-139,65	0,003	-0,479	0,587	-0,085	1,668	-144,3	0,006	-0,625	-0,348	-0,038	1,668
4274	-129,92	0,002	0,724	-0,71	-0,441	0,562	-144,28	-0,004	-1,338	0,164	-0,667	0,335
4285	-202,63	0,002	-0,696	0,786	-0,81	1,726	-217,22	-0,004	-1,009	0,79	-0,584	1,971
4286	-199,44	-0,002	0,873	-0,749	-1,028	0,713	-214,8	-0,005	0,57	-0,745	-1,305	0,478
4287	-220,83	-0,002	-0,624	1,291	-1,626	0,849	-234,63	-0,005	-0,92	1,353	-1,434	1,035
4288	-219,6	-0,001	1,959	-1,25	-2,668	-0,145	-232,48	-0,004	1,786	-1,268	-2,896	-0,33
4289	-186,43	-0,001	-0,542	0,964	-1,552	0,15	-197,07	-0,004	-0,749	1,167	-1,413	0,319
4290	-190,92	-0,001	1,389	-0,975	-2,919	-0,591	-201,19	-0,001	1,588	-1,136	-3,012	-0,68
4314	-88,765	0,002	0,2	-0,199	-0,181	0,654	-84,276	0,002	-0,026	-0,761	-0,299	0,502
4321	-137,93	-0,001	-0,308	0,419	-1,238	0,117	-133,42	-0,001	-0,209	0,319	-1,129	0,228
4322	-84,539	-0,001	0,531	-0,347	-0,769	0,051	-83,336	-0,001	0,429	-0,467	-0,88	0,009
4323	-77,11	-0,002	-0,163	0,171	-0,483	0,189	-77,897	-0,002	-0,506	0,31	-0,507	0,192
5806	70,524	0,001	-0,013	0,321	3,363	1,045	63,522	0,003	-0,015	0,288	3,744	1,133
5807	70,526	0,001	0,646	-0,315	1,436	0,793	63,525	0,003	0,576	-0,281	1,637	0,891
5817	177,31	0,002	1,263	0,631	-1,004	0,555	165,53	0,003	1,063	0,532	-0,978	0,591
5818	177,31	0,002	-1,835	-1,549	-1,762	0,252	165,53	0,003	-2,121	-1,592	-1,813	0,291
5827	223,53	0,002	-1,834	1,71	-1,472	0,29	215,43	0,001	-2,12	1,735	-1,525	0,275
5828	223,53	0,002	1,586	-1,319	-1,793	-0,014	215,43	0,001	1,349	-1,259	-1,818	-0,028
5837	219,51	-0,002	-1,052	1,304	-1,718	0,085	215,14	-0,002	-1,17	1,281	-1,777	0,057
5838	219,51	-0,002	1,557	-1,313	-1,632	-0,22	215,14	-0,002	1,392	-1,126	-1,636	-0,248
5847	163,18	-0,003	-1,07	1,125	-1,901	-0,285	160,8	-0,005	-0,862	0,968	-2,045	-0,356
5848	163,18	-0,003	1,181	-1,076	-1,078	-0,588	160,8	-0,005	1,075	-1,241	-1,082	-0,659
5857	57,774	-0,001	-0,689	-0,336	-0,742	0,269	57,414	-0,002	-0,705	-0,344	-0,776	0,286
5858	57,775	-0,001	-0,689	0,81	-0,718	0,226	57,415	-0,002	-0,705	1,03	-0,754	0,247

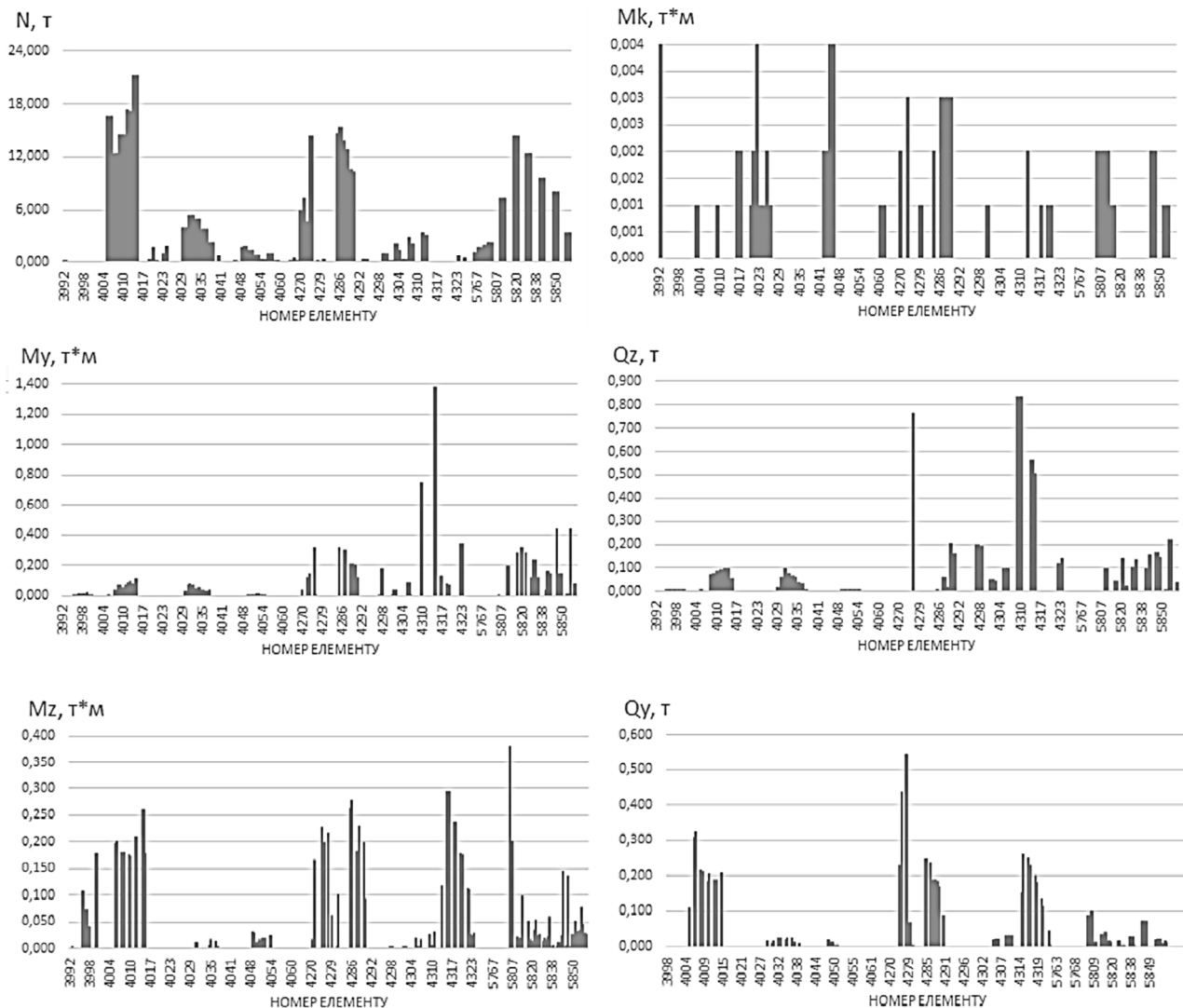


Рис.9. Графіки приросту зусиль при врахуванні осідання опор

Fig.9. Graphs of the increase in effort taking into account the subsidence of the supports

диться в середньому в межах 9...52%. При цьому збільшення зусилля за величиною не перевищує 0,5 т. У елементах №4000, 4054, 4271, 4282, 4315, 5820 відбулася зміна знаку зусилля на протилежний. У елементі каркасу №4287 збільшення зусилля прогнозується до 10 разів.

Отже, результати проведеного дослідження доводять, що застосування числового моделювання та виконання комп'ютерних розрахунків з врахуванням осідання опор каркасу, з врахуванням взаємодії надземної частини каркасу будинку з ґрунтовою основою, суттєво впливає на перерозподіл внутрішніх зусиль у несучих конструкціях та дозволяє підвищити надійність проектних рішень.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Аналіз виконаних розрахунків для дослідження впливу ґрунтової основи на перерозподіл внутрішніх зусиль у елементах металевих каркасів прибудови показав:

- За результатами розрахунків зафіксовано збільшення поздовжнього зусилля N у окремих елементах каркасу, яке знаходиться в межах 10...45%. При цьому збільшення зусиль в елементах за абсолютною величиною не перевищує 21т.

- Зафіксовано збільшення крутного моменту M_k в окремих елементах металевих каркасів, що складає в середньому в 10...40%.

- Розрахунки показали збільшення згинального моменту M_y в деяких елементах металевго каркасу в межах 15...50%. При цьому збільшення зусилля за абсолютною величиною не перевищує 1,5 т*м.

- Зафіксовано збільшення поперечного зусилля Q_z у окремих елементах металевго каркасу, яке знаходиться в середньому в межах 5...60%. При цьому збільшення зусилля за величиною не перевищує 0,9 т.

- Отримано збільшення згинального моменту M_z у окремих елементах металевго каркасу, яке знаходиться в середньому в межах 5...45%. При цьому збільшення зусилля за абсолютною величиною не перевищує 0,4 т*м.

- Зафіксовано збільшення поперечного зусилля Q_y у окремих елементах металевго каркасу, яке знаходиться в середньому в межах 9...52%. При цьому збільшення зусилля за величиною не перевищує 0,5 т.

- Зафіксовано при виконанні розрахунків з врахуванням осідання опор випадки зміни знаку зусилля у окремих елементах каркасу на протилежний.

- Виконані розрахунки показали, що елементи каркасу дуже чутливо реагують на наявність нерівномірних осідань фундаментів опор.

- Аналіз результатів підтверджує суттєво тривимірний характер напружено-деформованого стану несучих конструкцій каркасу будинку, що потребує виконання розрахунків з врахуванням впливу ґрунтової основи фундаментів для підвищення надійності проектних рішень як фундаментних так і надземних конструкцій будинку.

ЛІТЕРАТУРА

1. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С.Городецкий, И.Д.Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
2. Жупаненко І. Чисельний аналіз методів розрахунку ґрунтової основи та методів визначення коефіцієнтів постелі / І.Жупаненко // *Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 64-71.
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. Носенко В. Вплив вибору моделі основи на напружено-деформований стан вертикальних несучих елементів монолітно-каркасного будинку / В.Носенко, О.Кашоїда // *Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2020. – Вип. 41. – С. 45-54.
5. Носенко В. Числове моделювання напружено-деформованого стану пальового фундаменту будинку з використанням різних моделей ґрунтової основи / В.Носенко, О.Кашоїда // *Основи та фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2019. – Вип. 38. – С. 34-43.
1. Horodetskyi A., Evzerov Y. (2007). *Kompiuternye modeli konstruktseyi* [Computer models of structures], Kyiv: FAKT, 392 (in Russian).
2. Zhupanenko I. (2020). *Chyselnyi analiz metodiv rozrakhunku gruntovoi osnovy ta metodiv vyznachennia koefitsientiv posteli* [Numerical analysis of calculating methods of the soil base and methods of determining stiffness coefficients] *Osnovy ta fundamenti: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, Kyiv: KNUBA, 41, 64-71 (in Ukrainian).
3. Kozhanov Yu., Efymenko A., Zahylskyi V., Yakubenko A. (2013). *Analyz napriazhenno-deformirovannoho sostoianiya zhelezobetonnoi konstruktseyi s uchetom osnovanyia* [Analysis of the stress-strain state of a reinforced concrete structure, taking into account the base] *Visnyk Prydniprovskoi derzhavnoi akademii budivnytstva ta arkhitektury*, 8(185), 42-47 (in Ukrainian).
4. Nosenko V., Kashoida O. (2020). *Vplyv vyboru modeli osnovy na napruzheno-deformovanyi stan vertykalnykh nesuchykh elementiv monolitno-karkasnoho budynku* [Influence of the base model choice on the stress-strain state of vertical load-bearing elements of a monolithic frame building] *Osnovy ta fundamenti: Mizhvidomchyi naukovo-tekhnichnyi zbirnyk*, Kyiv: KNUBA, 41, 45-54 (in Ukrainian).
5. Nosenko V., Kashoida O. (2019). *Chyslove modeliuвання napruzheno-deformovanoho stanu palovoho fundamentu budynku z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy*

REFERENCES

[Numerical modeling of the stress-strain state of the pile foundation of the building using different models of the soil base] *Osnovy ta fundamenti: Mizhvidomchyi naukovy-tekhnichniy zbirnyk*, Kyiv: KNUBA, 38, 34-43 (in Ukrainian).

Reconstruction of an administrative building on clay soils

*Veronika Zhuk,
Oleksii Khomenko*

Summary. Along with new construction, the issue of reconstruction of existing buildings and structures in Ukraine remains relevant. The topical issue is to bring a significant number of previously erected buildings in line with today's requirements. Today, many buildings and structures for various reasons are in poor or emergency condition, are preserved or even abandoned. Some of them may get a second life after changing the purpose of the premises, expanding the area, increasing the number of floors, replacing load-bearing structures, etc. However, existing load-bearing structures often require partial or complete reinforcement due to physical wear or increased load after reconstruction. Ensuring reliable operation of buildings after reconstruction, meeting modern needs and requirements while preserving attractive historic facades is an urgent task for many facilities in our country and especially in the capital.

The study was performed on the example of a real object in Kyiv on the reconstruction of an administrative building with a superstructure and extension of non-residential premises. The reconstruction project provided for the redevelopment of the main building, which according to archival data was erected by the 1940s. The reconstruction project also provided for an increase in the number of floors in the pavilion, which was added in 2000. And also, the extension of non-residential premises was provided.

As part of the study, an analysis of the redistribution of forces in the load-bearing structures was performed, taking into account the subsidence of the foundations of new supports. The change of internal forces in the load-bearing structures of the metal frame was analyzed according to numerical simulations taking into account the influence of the soil base, which is manifested in the occurrence of uneven movements of the bases of the columns.

The aim of the study is to analyze the redistribution of forces in the load-bearing structures, taking

into account the subsidence of the foundations of new supports based on the results of numerical modeling of the interaction of elements of the system "soil base-foundation-building". To realize this:

- the bearing capacity of the existing foundations was checked in the conditions of the house reconstruction;
- the combination of loading on the bases under new support according to results of spatial calculation of a metal framework of an extension is defined;
- the movement of the bases of the columns was determined to calculate the spatial work of the metal frame of the extension, taking into account the subsidence of the foundations;
- the analysis of redistribution of efforts in bearing designs is considered taking into account subsidence of the bases of new support.

It is established that taking into account the deformation of the foundation base significantly affects the stress state of the aboveground structures of frame structures, which increases the reliability of all elements of the frame.

Key words. Reconstruction, frame, settlement, efforts, numerical simulation, stress-strain state.

Методика вибору комплекту засобів ущільнення ґрунту пазах котлованів і траншей за технічною ознакою

Володимир Басараб¹, Ірина Уманець², Людмила Саушева³

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

¹ basarab.va@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0003-2888-7398

² umanets.im@knuba.edu.ua

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.67-78

Анотація. Відомо, що ґрунти в обмеженому просторі ущільнюються спеціалізованими засобами: ручні трамбівки, малогабаритна техніка (віброплити, мінікотки з виносним керуванням тощо) і навісним обладнанням на екскаватори (вібротрамбівки, віброплити, інерційні трамбівки, трамбувачі насадки на гідромолот тощо).

Якісне ущільнення ґрунтів передбачає і уникнення пошкоджень інженерних мереж, будівельних конструкцій, захисних та ізоляційних шарів на конструкціях та окремих споруд. Встановлено, що для кожного ущільнюючого засобу виходячи із його потужності та способу керування є межа певної відстані, де ґрунт ущільнюють з обережністю і обмеженням, яку наживають захисним шаром ґрунту.

Експертна оцінка існуючих практик ущільнення ґрунту при зворотному засипанні в пазах котлованів показує складність формування оптимального комплекту ущільнюючих засобів із-за великої кількості обставин, які пов'язані з характеристиками ґрунту, геометрією земляної споруди, технічної характеристики самих засобів. В зв'язку з цим розроблена методика формування такого комплекту, яка складається з двох етапів: перший – вибір засобів ущільнення за технічною ознакою, другий – формування оптимального комплекту засобів ущільнення ґрунту із представників першого етапу за економічною ознакою. В даній роботі розглянутий перший етап методики, який в свою чергу потребує послідовне вирішення ряду завдань.

Перше – проектування земляної споруди по принципу закладання мінімально необхідних геометричних параметрів або підготовки вихідних даних за існуючим проектом. Друге – формування масиву даних за принципом збільшення ширини робочого органу засобу на



Володимир Басараб
доцент кафедри
будівельних технологій
к.т.н., доц.



Ірина Уманець
доцент кафедри
будівельних технологій
к.т.н., доц.



Людмила Саушева
інженер

основі аналізу існуючого парку засобів ущільнення ґрунту. Третє – виходячи з принципу раціонального використання ресурсів обмежуємо кількість засобів у комплекті до 3-х, та поділяємо у вертикальному поперечному перетині пази котловану на три типові зони. Четверте – автоматизований вибір засобів ущільнення ґрунту за принципом порівняння ширини робочого органу з шириною типової зони та з врахуванням захисного шару ґрунту.

Ключові слова. Ущільнення ґрунтів при реконструкції будівель та споруд, засоби ущільнення ґрунту; типові зони ущільнення ґрунту для зворотного засипання в обмеженому просторі; інженерний захист і підготовка територій.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Ущільнення ґрунтів, як невід'ємну складову земляних робіт, виконують в новому будівництві, при реконструкції будинків і споруд, виконанні ремонтно-будівельних робіт, проведенні реставрації пам'яток архітектури і технічному переоснащенні виробництва [1]. Невеликий обсяг з ущільнення ґрунтів виконують в особливих умовах. До особливих умов будівництва відносять обмежений простір робочої зони, виконання робіт в важкодоступних місцях, невеликі обсяги робіт, зимові умови тощо. Технологія виконання робіт також накладає обмеження на застосування тих чи інших технологічних рішень [2].

Відомо, що ґрунти в обмежених, незручних і важкодоступних місцях ущільнюють малогабаритними засобами ударного і віброударного типу – ручними трамбівками, вібротрамбівками, віброплитами і віброкотками, навісним обладнанням на стрілу екскаватора тощо. Белоногов Л.Б. вважає, що самими малорозмірними, обмеженими і незручними, з точки зору ущільнення, є пазухи під траншейне прокладання кабелів зв'язку. Також досягти якості ущільнення важко, при ущільненні вузьких і глибоких пазух у стовпів, колон, стін, колодязів, колекторів і трубопроводів [3].

В новому будівництві вибір найбільш ефективних способів і засобів ущільнення здійснюється з умови забезпечення високої якості, росту продуктивності, зниження собівартості і нормативних термінів робіт. Для забезпечення нормативних термінів ґрунтоущільнювальних робіт необхідна повна відповідальність потужностей використаних засобів ущільнення заданим об'ємам робіт при максимальному використанні всіх видів прийнятих механізмів [4].

В умовах реконструкції, обмеженості робочої зони, стисненості будівельної площадки, неможливо використати стандартні високопродуктивні інструменти і механізоване обладнання для ущільнення ґрунту в пазухах котлованів і траншей через обмеження робочих зон й проїздів, які не дають можливість їх геометричним параметрам

вписатися в ці зони [5].

У зв'язку цим виникає необхідність вибору засобів ущільнення в умовах реконструкції, обмеженості робочої зони, стисненості будівельної площадки від характеру реконструкції, об'ємно-планувальних і конструктивних рішень будівель, термінів проведення, методів ущільнення.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Основні фундаментальні положення процесу ущільнення ґрунту викладені у роботах вчених Басараба В.А. [7], Батури Г.М. [1], Белоногова Л. Б. [3], Неклюдова М.К. [4], Молодіда О.С., Тернового В.І., Уманець І.М. [2], Хархути М.Я. [6], Янковського Л.В. [5].

Робота відповідає напрямкам розвитку будівельної галузі: Закону України «Про інноваційну діяльність» від 04.07.2002 р. № 40-IV; розпорядження Кабінету міністрів України «Про схвалення Концепції Містобудівного кодексу України» від 18.07.2007 р. № 536-р; розпорядженню Кабінету міністрів України «Про схвалення Стратегії розвитку сфери інноваційної діяльності на період до 2030 року» від 10.07.2019 р. № 526. Наукові дослідження відповідають спрямуванням наукової діяльності кафедри будівельних технологій Київського національного університету будівництва і архітектури за темами «Технологічні основи виконання будівельних робіт та процесів будівельного виробництва» (ДР № 0119U000544) та «Створення алгоритму та електронної бази даних для визначення стандартів часу на виконання будівельних процесів» (ДР № 0121U108931).

МЕТА РОБОТИ

Дослідити технічну можливість використання засобів ущільнення в умовах реконструкції, обмеженості робочої зони, стисненості будівельної площадки та розробити методику вибору комплекту засобів ущільнення від граничних параметрів пазух котлованів і траншей, технічних параметрів

засобів (машин, інструментів, механізованого обладнання).

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Задачі вибору технології ущільнення і оптимізації проектних рішень взаємопов'язані, і в найбільш загальній постановці потребують багатофакторного аналізу з великою кількістю чинників, а саме технологічних, інженерно-геологічних, фізико-механічних, також пов'язаних з об'ємно-планувальними і конструктивними рішеннями будівель. Вирішення задачі оптимізації на основі чисельних методів спричиняє багатократне збільшення вихідної інформації і варіантів розрахунків [3-6].

При вивчанні питання сучасного стану комплексної механізації ґрунтоущільнюючих машин, механізмів та механізованого інструменту і області їх застосування, у тому числі в обмеженому просторі, були порушені декілька питань: визначення параметрів обмеженого простору при зворотному засипанні та ущільненні ґрунту, вибір способів ущільнення та формування комплексу засобів ущільнення [2, 7].

До обмеженого простору віднесено обмежений простір робочої зони будівельних робіт, виконання робіт в важкодоступних місцях, невеликі обсяги робіт, виконання робіт в умовах реконструкції й зимових умовах тощо.

Всебічний аналіз простору, його параметри і характер, в якому без перешкоджання або з можливими обмеженнями виконується будівельний процес, в тому числі з влаштування земляних споруд та зворотнього засипання і ущільнення ґрунту протягом зміни або іншого часового відрізка, наведені у відомих виданнях [8, 9]. Як правило, при виконанні більшої кількості процесів обмеженнями простору - є обмеження вільного руху найчастіше високопродуктивних спеціалізованих великогабаритних машин.

У промисловому та цивільному будівництві тимчасові земляні споруди, які у подальшому підлягають зворотному засипанню ґрунтом та його ущільненню, є геометричними фігурами усталеного виду з пере-

рнутою трапецією у перерізі. Геометричні характеристики фігури у таблиці 1 узагальнені і залежать від конструктивних особливостей будинків та споруд, нормативних вимог до тимчасових земляних споруд, приведені їх граничні числові величини та методика визначення розрахункових параметрів. Таким чином, на підставі характеристик утвореної геометричної фігури визначаємо об'єм ґрунту (на 1 погонний метр тимчасової земляної споруди), необхідний для зворотного засипання. Для ущільнення ґрунту, при умові отримання у подальшому коректних техніко-економічних розрахунків виконання робіт, необхідно попередньо вибрати способи ущільнення, сформувані відповідний комплект ручних, механізованих інструментів, пристроїв та машин та визначити для кожного із них обсяги робіт. Також потрібно поділяти обсяги робіт зворотного засипання на ті, що виконуються вручну та механізовано (в даній статті не розглядаємо).

Формування комплексу ручних, механізованих інструментів, пристроїв та машин для ущільнення ґрунту при зворотному засипанні його у тимчасових земляних спорудах пропонується виконувати автоматизовано перебором та порівнянням геометричних розмірів робочих органів (ущільнюючої п'яти інструменту, площадки механізованого інструменту, вальця машини) та їх технічних та економічних показників. Критерієм для порівняння мають стати геометричні параметри *трапеції*, а саме її ширина по низу: на рівні закладання фундаменту (мінімальна) - C_1 , над плитною частиною фундаменту; по верху - $B_{пв\ 1(2)}$ і (дивись Табл. 1).

В дослідженнях для ущільнення насипних ґрунтів в обмеженому просторі передбачено використання вібротрамбівки, спеціалізованих малогабаритних віброплит, мінікотків з виносним керуванням, малогабаритних самохідних котків і велика кількість навісного обладнання (вібротрамбівка, віброплита, інерційна трамбівка, трамбувача насадка на гідромолот, ущільнювальне колесо Stehr, траншейна трамбівка)

Табл. 1. Визначення геометричних характеристик тимчасової земляної споруди, яка у подальшому підлягає зворотному засипанню ґрунту та його ущільненню
Table 1. Determination of the geometric characteristics of the temporary earthen structure, which is subsequently subject to backfilling of the soil and its compaction

Вид тимчасової земляної споруди	Ескіз тимчасової земляної споруди	Обґрунтування геометричних характеристик (ГХ) тимчасової земляної споруди		
		ГХ, що обмежуються конструктивними параметрами будови	ГХ, що обмежуються нормативними вимогами	ГХ, що визначаються розрахунками
1	2	3	4	5
1. Пазухи окремо стоячих котлованів, що утворюються при влаштуванні стовбчастих фундаментів	Розріз 1-1 а) I вар II вар $V_{пв1} \geq 0,6 \text{ м}$	$H_{п1} = (1,5 \div 4,2) \text{ м}$ – висота заглибленої частини фундаменту [8]; $ГФ^1_i = (0,3 \div 0,45) \text{ м}$ – габарит виступаючої односхідцевої плитної частини фундаменту, де її висота $h_{гф1} = (0,3 \div 0,45) \text{ м}$ [8]; <i>Примітка:</i> – при зведенні монолітного фундаменту треба вибрати опалубку та визначити товщину опалубочного щита з підтримуючими елементами - $V_{оп}$, м [10] (на схемі умовно не вказано)	Для виду фундаменту: <i>Збірного</i> - $C1 \geq 0,2 \text{ м}$ [11]; <i>Монолітного</i> - $C1 \geq 0,2 + V_{оп} \text{ м}$ [11] $m = (0 \div 0,25 \div 0,5 \div 0,67 \div 0,75 \div 0,85 \div 1,0 \div 1,25) [12]$, залежить від виду ґрунту та глибини котловану	I вар (вертикальні стінки котловану) $V_{пв1} = C1 + ГФ^1_i$ за умови: $V_{пв1} \geq 0,6 \text{ м}$ II вар (з закладанням стінок котловану) $V_{пв2} = C1 + ГФ^1_i + a_i$, де $a_i = m \times H_{п1}$
	б) I вар II вар Примітка: $ГФ^2_i$ – для позначення габариту виступаючої двохсхідцевої плитної частини фундаменту	$H_{п1} = (1,5 \div 4,2) \text{ м}$ – висота заглибленої частини фундаменту [8]; $ГФ^2_i = (0,9 \div 1,35) \text{ м}$ – габарит виступаючої трьохсхідцевої плитної частини фундаменту. Висота кожної із сходинок фундаменту $h_{гф1} = (0,3 \div 0,45) \text{ м}$ [8] <i>Примітка:</i> – для двохсхідцевої плитної частини фундаменту $ГФ^2_i = 0,6 \text{ м}$ – при зведенні монолітного фундаменту треба вибрати опалубку та визначити товщину опалубочного щита з підтримуючими елементами - $V_{оп}$, м [10] (на схемі умовно не вказано)	Для виду фундаменту: <i>Монолітного</i> - $C1 \geq 0,2 + V_{оп} \text{ м}$ [11] $m = (0 \div 0,25 \div 0,5 \div 0,67 \div 0,75 \div 0,85 \div 1,0 \div 1,25) [12]$, залежить від виду ґрунту та глибини котловану	I вар (вертикальні стінки котловану) $V_{пв1} = C1 + ГФ^2_i$ II вар (з закладанням стінок котловану) $V_{пв2} = C1 + ГФ^2_i + a_i$, де $a_i = m \times H_{п1}$ <i>Примітка:</i> – для двохсхідцевої плитної частини фундаменту $V_{пв2} = C1 + ГФ^2_i + a_i$

продовження

Табл. 1. Визначення геометричних характеристик тимчасової земляної споруди, яка у подальшому підлягає зворотному засипанню ґрунту та його ущільненню
 Table 1. Determination of the geometric characteristics of the temporary earthen structure, which is subsequently subject to backfilling of the soil and its compaction

Вид тимчасової земляної споруди	Ескіз тимчасової земляної споруди	Обґрунтування геометричних характеристик (ГХ) тимчасової земляної споруди		
		ГХ, що обмежуються конструктивними параметрами будови	ГХ, що обмежуються нормативними вимогами	ГХ, що визначаються розрахунками
1	2	3	4	5
2. Пазухи між стінками котловану та підземної частини будинку, споруди, підпірних стінок тощо	Розріз 1-1	Нпi - дорівнює висоті підземної частини будинку, або споруди [9]; <i>Монолітного -</i> $\Gamma \Phi^{м_i} = (0,3 \div 1,35) \text{ м}$ – габарит виступаючої плитної частини фундаменту [9] Висота кожної із сходинок фундаменту $h_{\Gamma \Phi} = (0,3 \div 0,45) \text{ м}$ [9]. <i>Збірного -</i> $\Gamma \Phi^{зб_i} = (0,15 \div 1,35) \text{ м}$ – габарит виступаючої плитної частини фундаменту, де h – висота $h_{\Gamma \Phi}$ $= (0,28 \div 0,58) \text{ м}$ [9]. <i>Примітка:</i> – при зведенні монолітного фундаменту треба вибрати опалубку та визначити товщину опалубочного щита з підтримуючими елементами - $V_{оп}$, м [10] (на схемі умовно не вказано)	Для виду фундаменту: <i>Монолітного -</i> $C1 \geq 0,2 + V_{оп}$ м [11] <i>Збірного -</i> $C1 \geq 0,2$ м [11] $m = (0 ; 0,25 ; 0,5 ; 0,67 ; 0,75 ; 0,85 ; 1,0 ; 1,25)$ [12], залежить від виду ґрунту та глибини котловану	I вар (вертикальні стінки котловану) <i>Монолітного -</i> $V_{пв1 i} = C1 + \Gamma \Phi^{м_i}$ <i>Збірного -</i> $V_{пв1 i} = C1 + \Gamma \Phi^{зб_i}$ за умови: $V_{пв1 i} \geq 0,6 \text{ м}$ II вар (з закладанням стінок котловану) <i>Монолітного -</i> $V_{пв2 i} = C1 + \Gamma \Phi^{м_i} + a_i$ <i>Збірного -</i> $V_{пв2 i} = C1 + \Gamma \Phi^{зб_i} + a_i$, де $a_i = m \times H_{пi}$

на екскаватори, навантажувачі та інші машини для земляних робіт. Ущільнення ґрунту оптимальної вологості при зворотному засипанні його у тимчасових земляних спорудах виконують у наступній послідовності: перший прохід засобу ущільнення здійснюють в зонах навколо конструкцій смугами з перекриванням слідів попередніх ущільнюваних смуг на 5 см. Ширина ущільнювальної смуги визначається шириною робочого органу засобу ущільнення і схемою його руху, а також умовами зниження до мінімуму негативного впливу динамічних і статичних навантажень від засобу ущільнення на підземні конструкції будівель.

Тому при виборі методів ущільнення та комплекту засобів виконання робіт необхідно враховувати такий показник, як *захисний шар ґрунту*.

Для того, щоб уникнути пошкоджень інженерних мереж, будівельних конструкцій, захисних та ізоляційних шарів на конструкціях та окремих споруд, будівельною практикою і цільовими дослідженнями встановлено, що в межах певної відстані від перерахованих місць необхідно ущільнювати ґрунт з обережністю і обмеженням для потужних засобів. Цей шар ґрунту називають захисним шаром.

Товщина захисного ґрунтового шару біля інженерних мереж і будівельних конструкцій в залежності від виду ущільнюючої машини за рекомендацією компанії Дунарас наведена у таблиці 2 [2].

Крім того, у нормативної та технічної літературі є також рекомендації. Наприклад, трамбуєчі машини та трамбуєчі плити, які скидають з висоти, слід використовувати не ближче 2,0 метрів від цих споруд. Більш предметно ущільнення ґрунту при прокладанні інженерних мереж у статті не розглядається.

Для автоматизованого вирішення завдання з вибору способів ущільнення ґрунту та формування комплекту машин, механізмів, інструментів та пристроїв при зворотному засипанні ґрунту в пазах котлованів умовно поділеною зону ущільнення на найбільш характерні зони, виходячи із мо-

жливостей застосування різних за продуктивністю груп засобів ущільнення.

Призначимо три типові зони (Рис. 1). Як правило, кожна зона – це, умовно, призма-тоїд створений горизонтальними площинами та укосами котловану з трапецією у вертикальному перетині. Зона першого типу має найменшу основу шириною до 0,2 м на глибині нижче 1,5 м. Зона другого типу має основу шириною від 0,4 м до 1,0 м на глибині від 0,6 до 1,5 м. Зона третього типу має основу шириною від 1,0 м на глибині вище 0,6 м.

Автоматизований вибір комплекту засобів ущільнення ґрунту в тимчасових пазах котлованів у промисловому та цивільному будівництві представлений у вигляді блок-схеми. Алгоритм описує технології ущільнення ґрунту при зворотному засипанні пазух котлованів і траншей (Рис. 2) засобами ущільнення, наприклад з Табл. 2, для розглянутих видів земляних споруд з геометричними характеристиками (табл. 1). Масиви даних для програми формуються на підставі прийнятих проектних та технологічних рішень.

Блок даних 1 – геометричні характеристики тимчасової земляної споруди: G_f – габарит фундаменту на рівні його закладання, м; h_{gf1} – висота першої сходинки фундаменту, м; H_p – висота (глибина) пазухи котловану, м; C_1 – мінімально можлива відстань від габариту фундаменту до укосу пазухи котловану, м; $V_{оп}$ – товщина опалубного щита з підтримуючими елементами; m – коефіцієнт закладання укосу пазухи котловану; $V_{пв}$ – верхня ширина пазухи котловану, м (Табл. 1).

Блок даних 2 – технологічні характеристики засобів ущільнення ґрунту: B_i – ширина робочого органу, м; $Ш_i$ – товщина шару ґрунту, що ущільнюється, м; $Зш_i$ – захисний шар ґрунту, м; i – порядковий номер ущільнюючого засобу у масиві даних (Табл. 2).

Блок даних 3 – для оптимізації вирішення завдання приймаємо технічні та математичні обмеження (Рис. 1):

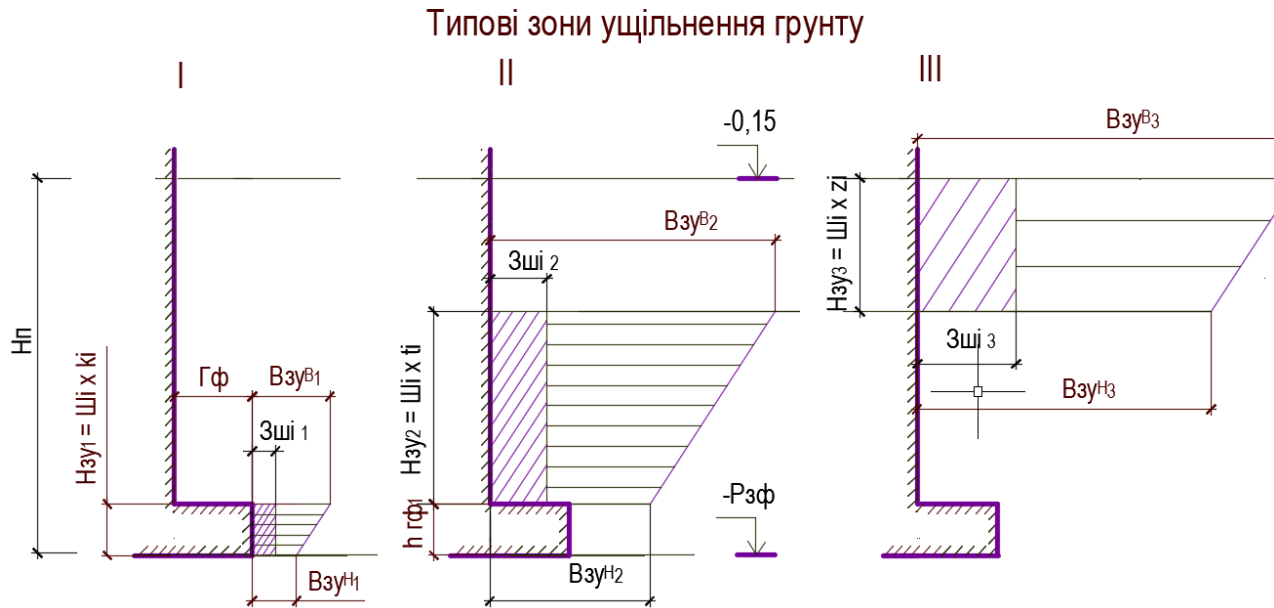


Рис.1 . Типові зони ущільнення ґрунту для зворотного засипання в обмеженому просторі: I, II, III - типові зони ущільнення ґрунту; ЗШ – захисний шар ґрунту.

Fig. 1. Typical zones of soil compaction for backfilling in a limited space: I, II, III - typical zones of soil compaction; ZSh - a protective layer of soil

Табл. 2. Узагальнені технологічні характеристики інструментів, пристроїв та машин для ущільнення ґрунтів у тимчасових земляних спорудах

Table 2. Generalized technological characteristics of tools, devices and machines for soil compaction in temporary earthworks

Група машин, механізму або пристрою, (і)	Найменування ущільнювальної машини, механізму або пристрою, марка,	Вага або навантаження машини (механізму, пристрою) на 1 м^2 площі, або 1 м п. (при лінійному навантаженні)	Ширина робочого органу, B_i , м	Товщина шару ґрунту, що ущільнюється $Ш_i$, м	Товщина захисного шару ґрунту, $Зш_i$, м
1	Трамбівка	70 кг	0,1 ÷ 0,15	0,1	0,25
2	Вібраційна плита	від 50 кг до 600 кг	0,3 ÷ 0,40	0,10 ÷ 0,15	0,10 ÷ 0,40
3	Двовальцевий віброкаток (при лінійному навантаженні)	від 5 кН/м до 20 кН/м	0,15 ÷ 0,20	0,15 ÷ 0,20	0,15 ÷ 0,70

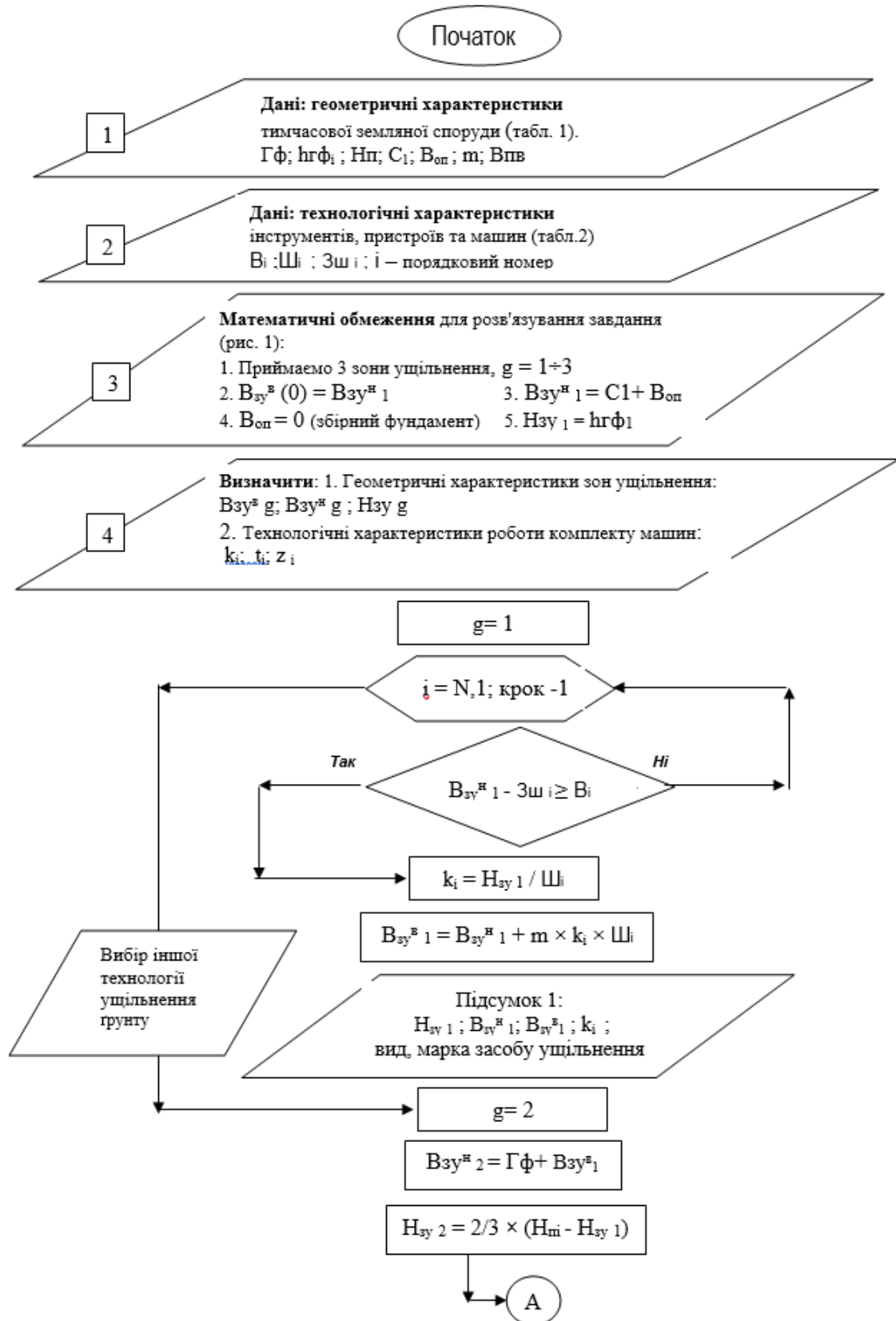


Рис.2. Блок-схема алгоритму вибору комплексу засобів ущільнення ґрунту пазах котлованів і траншей за технічною ознакою (початок)

Fig.2. Block diagram of the algorithm for selecting a set of soil compaction means for the sinuses of ditches and trenches on a technical basis (start drawing)

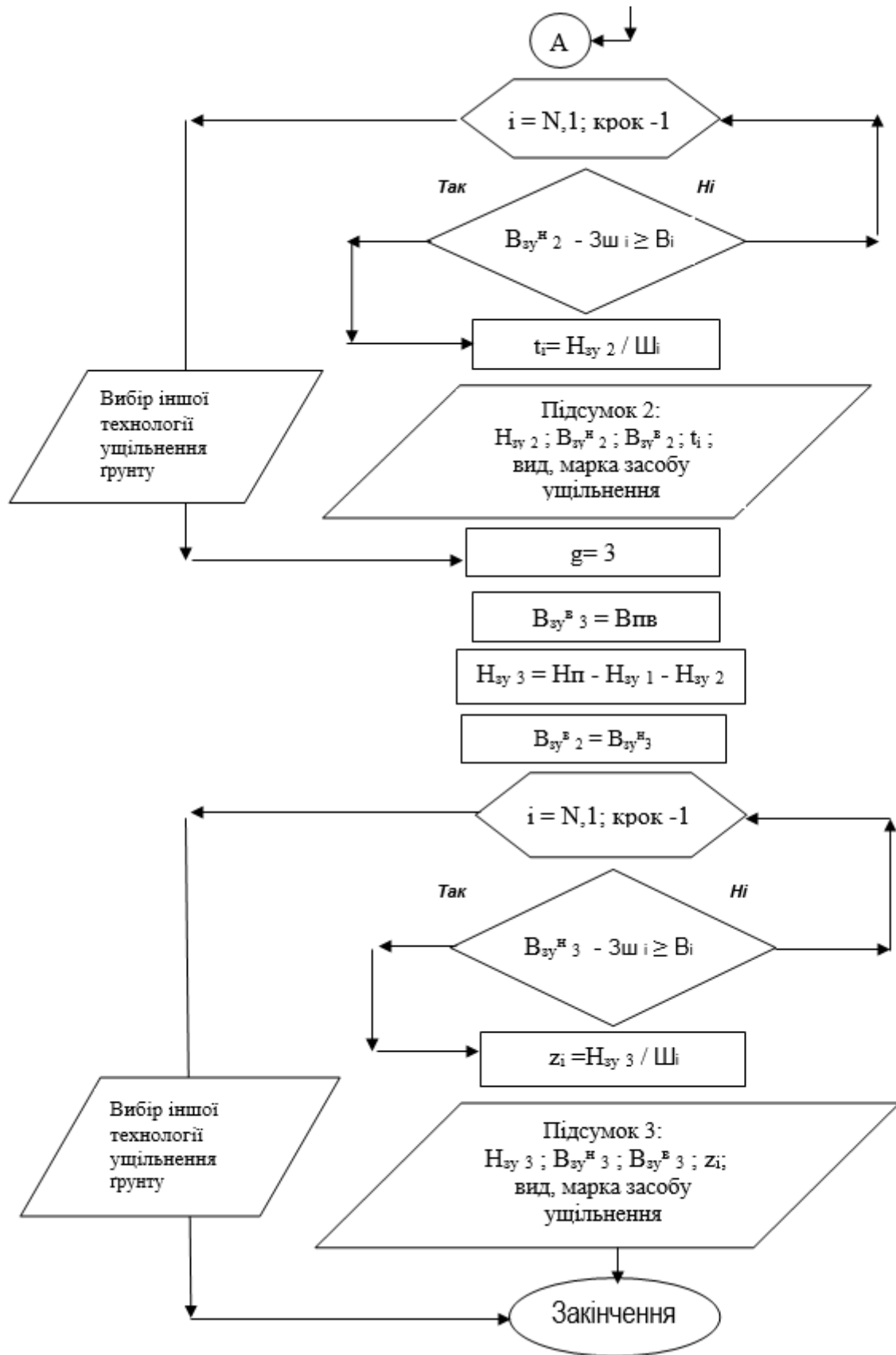


Рис.2. Блок-схема алгоритму вибору комплексу засобів ущільнення ґрунту пазах котлованів і траншей в обмеженому просторі (закінчення)

Fig.2. Block diagram of the algorithm for selecting a set of soil compaction means for the sinuses of ditches and trenches on a technical basis (end of drawing)

1) поділяємо пазуху котловану на 3 зони ущільнення, $g = (1,3)$; 2) приймаємо за першу зону ущільнення пазуху в обмеженнях висоти першої сходинки підшви фундаменту $H_{zu\ 1} = h g f_1, m$; 3) приймаємо нижню ширину першої зони ущільнення $V_{zu\ 1} = C1 + V_{оп}, m$; 4) для збірного фундаменту $V_{оп} = 0$; 5) $V_{zu\ 1}(0) = V_{zu\ 1}$.

Блок даних 4 – поставлене завдання визначити: 1) геометричні характеристики зон ущільнення, ширину по верху - $V_{zu\ 1}^g, m$; ширину по низу - $V_{zu\ 1}^g, m$; висота - $H_{zu\ 1} g, m$; 2) технологічні характеристики роботи комплекту засобів ущільнення, кількість шарів ґрунту, що ущільнюються відповідно у зоні I, II, III - $k_i; t_i; z_i$; 3) навести вид та марку засобу ущільнення.

Вирішення завдання будується на виборі для кожної зі прийнятих зон ущільнення ґрунту в пазусі котловану (Рис. 1) засобу ущільнення з максимальною шириною робочого органу з дотриманням мінімального захисного шару ґрунту для конструкцій фундаменту або підземної частини будинку чи споруди (Табл. 2). Вибір виконується на основі циклу порівнянь визначеної ширини зони ущільнення по низу $V_{zu\ 1}^g$ з шириною робочого органу B_i кожного засобу ущільнення зі масиву даних $i=(N,1)$, починаючи з найбільш «потужного» за вирахуванням відповідного йому захисного шару ґрунту $Z_{ш\ i}$. Якщо, ширина зони ущільнення більше, або рівна ширині робочого органу засобу ущільнення, то визначаються висота, а потім ширина зони ущільнення по верху $V_{zu\ 1}^g$ та кількість шарів ґрунту, що за технічною характеристикою може ущільнитися відповідний засіб (k_i - зона I; t_i – зона II; z_i - зона III). У випадку відсутності у масиву даних засобу ущільнення ґрунту, що відповідав би умовам порівняння – алгоритм пропонує вибрати для зони ущільнення, що розглядається, інший метод ущільнення ґрунту. Завдання вирішено.

Вибравши таким способом декілька комплектів засобів ущільнення ґрунту переходять до розрахунку техніко-економічних показників для кожного із

розглянутих варіантів комплектів, після чого вибирають найбільш економічний комплект.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Підготовлені вихідні дані для автоматизованого вибору способів ущільнення ґрунту та формування комплекту машин, механізмів, інструментів та пристроїв при зворотному засипанні ґрунту в пазухах котлованів – це геометричні характеристики тимчасової земляної споруди і технологічні характеристики засобів ущільнення ґрунту.

Встановлено, що для автоматизованого вирішення завдання з вибору комплекту машин, механізмів, інструментів та пристроїв при зворотному засипанні ґрунту в пазухах котлованів умовно поділено зону ущільнення на три типові зони, кожна з яких – це призматок створений горизонтальними площинами та укосами котловану з трапецією у вертикальному перетині.

Розроблений алгоритм для складання програми з автоматизованого вибору комплекту засобів ущільнення ґрунту в тимчасових пазухах котлованів у промисловому та цивільному будівництві. Масиви даних для програми формуються на основі прийнятих проектних та технологічних рішень.

Вибравши таким способом декілька комплектів засобів ущільнення ґрунту в тимчасових пазухах котлованів у промисловому та цивільному будівництві переходять до розрахунку техніко-економічних показників для кожного із розглянутих варіантів комплектів, після чого вибирають найбільш економічний комплект, що і є перспективою наступних досліджень.

ЛІТЕРАТУРА

REFERENCES

1. Черненко В.К. Технологія будівельного виробництва: Підручник / В.К. Черненко, М.Г. Ярмоленко, Г.М. Батура та ін. // За ред. В.К. Черненка, М.Г. Ярмоленка.- К.: Вища шк., 2002. – 430 с.
2. Терновий В.І. Ущільнення ґрунтів у будівництві: навчальний посібник / В.І. Терновий, І.М. Уманець, Л.С. Саушева; О.С. Молодід. – К.: КНУБА, 2016. – 128 с.
3. Белоногов Л.Б. Современные методы уплотнения грунтов. Выбор и расчет оборудования: учеб.-метод. пособие / Л.Б. Белоногов, Л.В. Янковский. – Пермь: изд-во Перм. нац. исслед. политехн. ун-та. – 2012. – 136 с.
4. Неклюдов М.К. Механизация уплотнения грунтов. – 2-е изд. доп. и перер. / М.К. Неклюдов – М.: Стройиздат. – 1985. – 168 с.
5. Уплотнение грунтов обратных засыпок в стесненных условиях строительства. – М.: Стройиздат. – 1981. – 220 с.
6. Хархута Н.Я. Машины для уплотнения грунтов / Н.Я. Хархута. – Л.: «Машиностроение». – 1973. – 176 с.
7. Басараб В.А. Визначення технологічних параметрів процесу ущільнення ґрунту / В.А. Басараб // *Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин*. К.:КНУБА. – 2020. – № 45. – С. 3-15.
8. Шерешевский И.А. Конструирование промышленных зданий и сооружений. Учеб. пособие для студентов строительных специальностей. – М.: «Архитектура-С». – 2005. – 168 с.
9. Шерешевский И.А. Конструирование гражданских зданий. Учеб. пособие для техникумов. – М.: «Архитектура-С». – 2007. – 176 с.
10. Каталог опалубки PERI DOMINO. Легкая рамная опалубка для жилищного и подземного строительства. – Weisenhorn. – Выпуск 12/2005. – 29 с.
11. ДСТУ-Н Б В.2.1-28:2013. Настанова щодо проведення земляних робіт, улаштування основ та спорудження фундаментів (СНП 3.02.01-87, MOD). – [Чинний від 2014-01-01]. – К.: Мінрегіон України, 2013. – 98 с.
12. ДБН А.3.2.-2-2009. Охорона праці та промислова безпека у будівництві. – [Чинний від 2013-01-01]. – К.: Мінрегіонбуд України. – 2012. – 94 с.
1. Chernenko V.K., Yarmolenko M.H., Batura H.M. (2002). Tekhnolohiia budivelnoho vyrobnytstva: Pidruchnyk [Technology of construction production: Textbook]. K.: Vyshcha shkola, 430. (in Ukrainian)
2. Ternovyi V.I., Umanets I.M., Sausheva L.S., Molodid O.S. (2016). Ushchilnennia gruntiv u budivnytstvi: navchalnyi posibnyk [Soil compaction in construction: a textbook]. K.: KNUBA, 128 (in Ukrainian)
3. Belonogov L.B., Yankovsky L.V. (2012) Sovremennye metody uplotneniya hruntov. Vybory i raschet oborudovaniya: ucheb.-metod. posobyie [Modern methods of soil compaction. Selection and calculation of equipment: textbook-method. allowance]. - Perm: yzd-vo Perm. nats. yssled. poly-tekhn. un-ta, 136 (in Russian).
4. Neklyudov M.K. (1985). Mekhanyzatsiya uplotneniya hruntov [Mechanization of soil compaction]. - 2-e yzd. dop. y perer. – M.: Stroyizdat, 168 (in Russian).
5. Uplotneniye hruntov obratnykh zasypok v stesnennykh usloviyakh stroytelstva (1981) [Compaction of backfill soils in cramped construction conditions]. M.: Stroyizdat, 220 (in Russian).
6. Kharhuta N.Ya. (1973). Mashyny dlia uplotneniya hruntov [Soil compaction machines]. L., Mashynostroeniye. 176 (in Russian).
7. Basarab V.A. (2020). [Determination of technological parameters of the soil compaction process]. *Shliakhy pidvyshchennia efektyvnosti budivnytstva v umovakh formuvannia rynkovykh vidnosyn*. K.:KNUBA, 45, 3-15. (in Ukrainian)
8. Shereshevsky I.A. (2005). Konstruyrovanye promyshlennykh zdanyi y sooruzheniy. Ucheb. posobyie dlia studentov stroytelnykh spetsyalnostei [Design of industrial buildings and structures. Proc. allowance for students of construction specialties]. M.: Architecture-S, 168 (in Russian).
9. Shereshevsky I.A. (2007). Konstruyrovanye hrazhdanskykh zdanyi. Ucheb. posobyie dlia tekhnikumov [Construction of civil buildings. Proc. allowance for technical schools]. M.:Architecture-S. 176 (in Russian).
10. Katalog opalubky PERI DOMINO. Lehkaia ramnaia opalubka dlia zhylyshchnoho y podzemnoho stroytelstva (2005) [PERI DOMINO formwork catalog. Light frame formwork for residential and underground

- construction]. Weissenhorn. Issue 12/2005. 29 (in Russian).
11. DSTU-N B B.2.1-28: 2013. (2013). Nastanova shchodo provedennia zemlianykh robot, ulash-tuvannia osnov ta sporudzhennia fundamentiv [Guidelines for earthworks, foundations and construction of foundations] (SNiP 3.02.01-87, MOD). - [Effective from 2014-01-01]. - Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, 98 (in Ukrainian)
 12. DBN A.3.2.-2-2009. (2012). Okhorona pratsi ta promyslova bezpeka u budivnytstvi [Occupational safety and industrial safety in construction]. - [Effective from 2013-01-01]. - Kyiv: Ministry of Regional Development of Ukraine, - 94 (in Ukrainian)

Methods of choosing a set of means for compacting the soils of the sinuses of ditches and trenches on a technical basis

*Vladimir Basarab
Irina Umanets
Lyudmila Sausheva*

Summary. It is known that soils in a limited space are compacted by specialized means: hand rammers, small equipment (vibrating plates, remote control minikots), and attachments for excavators (vibrating rammers, vibrating plates, inertial rammers, ramming nozzles, etc. guides).

High-quality soil compaction also involves avoiding damage to utilities, building structures, protective and insulating layers on structures and individual structures. It is established that for each compactor based on its power and method of control there is a limit of a certain distance where the soil is compacted with care and restriction, which is called the protective layer of soil.

Expert assessment of existing practices of soil compaction during backfilling in the sinuses of ditches shows the difficulty of forming the optimal set of sealing means due to the large number of circumstances related to soil characteristics, geometry of the earth structure, technical characteristics of the means.

In this regard, the method of forming such a set is developed, which consists of two stages: the first - the choice of compaction tools on technical grounds, the second - the formation of the optimal set of soil compaction tools from the first stage on economic grounds. This paper considers the first stage of the methodology, which in turn requires a consistent solution of a number of problems.

The first - the design of the earth structure on the principle of laying the minimum required geometric parameters or preparation of initial data on the existing project. The second - the formation of an array of data on the principle of increasing the width of the working body of the tool based on the analysis of the existing fleet of soil compaction tools.

Third - based on the principle of rational use of resources, limit the number of tools in the set to 3, and divide the vertical cross section of the sinus of the pit into three typical zones. Fourth - automated selection of soil compaction based on the principle of comparing the width of the working body with the width of the typical zone and taking into account the protective layer of soil.

Key words. Soil compaction in the reconstruction of buildings and structures, means of soil compaction; typical areas of soil compaction for backfilling in a limited space; engineering protection and preparation of territories.

Взаємодія ґрунтової основи та групи паль, об'єднаних ростверком

Віталій Ручківський¹

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітрофлотський, Київ, Україна, 03037,
¹ruchkivsky8@ukr.net, orcid.org/ 0000-0001-8982-2884

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.79-86

Анотація. Більшість пальово-плитних фундаментів проектується без врахування вкладу ростверку. Хоча добре відомо, що ростверк грає важливу роль в загальній несучій здатності. В таких конструкціях, зазвичай, загальне осідання фундаменту, ймовірно, буде невеликим через встановлення великої кількості паль, більше ніж необхідно. Однак з економічної точки зору бажано, щоб фундамент було запроєктовано таким чином, щоб осідання були обмежені до прийняттого рівня, але із врахуванням несучої здатності ростверку.

Розглядається задача роботи групи паль із врахуванням взаємодії між палями через ґрунтову основу. При взаємодії виникають додаткові напруження в міжпальовому просторі, тобто виникає ефект «обтискання» паль ґрунтом від навантажень, що передаються на сусідні палі.

Приведено результати дослідження сумісної роботи паль та ростверку під дією статичного навантаження за допомогою числового моделювання. В дослідженні використовувались група паль (5шт.) діаметром 420мм, довжиною 10м, об'єднаних ростверком. В якості основи пальового фундаменту використовувався пісок дрібний середньої щільності.

Числове моделювання проводилось з використанням ідеальної пружно-пластичної моделі із критерієм міцності Кулона-Мора.

Виконувалось порівняння роботи паль при різних відстанях між палями (1.5-2.5м) та товщині ростверку 300; 500мм.

Проаналізовано взаємодію паль та ростверку з навколишнім ґрунтовим масивом. Під нижнім кінцем палі, в зоні контакту палі з ґрунтом виникає складний напружено-деформований стан. Значний вплив на цей напружено-



Віталій Ручківський
асистент кафедри
геотехніки

деформований стан має крок, діаметр, довжина паль, а також жорсткість ростверку. Врахування впливу цих факторів необхідно для визначення закономірностей розподілу зовнішнього навантаження між палями і ростверком.

Виявлена нерівномірність осідання групи паль, об'єднаних ростверком. По-різному включаються в роботу центральна та крайні палі.

Встановлено, що включення пальового ростверку в роботу залежить від його жорсткості, а також осьової відстані між палями.

Досліджено, що при зміні відстані між палями змінюється перерозподіл зусиль в ростверку та палях.

Ключові слова. Напружено-деформований стан, паля, ростверк, вертикальні деформації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При взаємодії паль, об'єднаних ростверком, з навколишнім ґрунтом виникає складний напружено-деформований стан, як під нижнім кінцем палі, так і в зоні контакту палі з ґрунтом. Значний вплив на цей напружено-деформований стан має крок, діаметр, довжина палі, а також жорсткість ростверку. Врахування цих факторів необхідно для визначення закономірностей розподілу зовнішнього навантаження між палями і ростверком.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах багатьох науковців висвітлено проблему необхідності розрахунку перерозподілу навантаження між палями та ростверком. Результати експериментальних і теоретичних досліджень показують суттєві відмінності в поведінці групи паль на відміну від роботи одиночної палі. Основний фактор, що впливає на поведінку паль в куші є взаємодія паль через ґрунтову основу. Актуальність цього питання полягає у відсутності чітких методів визначення несучої здатності паль в складі пального поля. Врахування роботи ростверку в залежності від його жорсткості та включення паль дає змогу оптимізувати палове поле, що впливає на матеріалоємність та, як наслідок, на кінцеву вартість фундаментних конструкцій. Вирішення проблеми перерозподілу напружень в пально-плитних фундаментах звернено увагу в працях І.П. Бойка [2], M.F. Randolph [3], Kull T., Mets M., Leppik V. [4].

МЕТА РОБОТИ

Основною метою даної роботи є дослідити процес взаємодії групи паль, об'єднаних ростверком, з ґрунтовою основою:

- дослідити роботу паль з ростверком і ґрунтовою основою залежно від відстані між палями;
- виявити вплив зміни жорсткості плити на перерозподіл зусиль у групі паль.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В сучасних умовах при будівництві будівель і споруд спостерігається тенденція до збільшення навантажень на ґрунтову основу. Багато будинків споруджуються в щільній забудові та при наявності слабких ґрунтів в основі. Ці умови в свою чергу вимагають від фундаментних конструкцій збільшення несучої здатності та відповідно зменшення осідання. В даному випадку найбільш придатним типом фундаменту є плитно-пальовий фундамент.

При взаємодії групи паль, об'єднаних ростверком, виникають додаткові радіальні (нормальні) напруження, виникає ефект «обтискання» паль від навантажень, що передаються на сусідні палі. Суть роботи паль у групі полягає в тому, що при навантаженні пального поля, яке прикладається до верху плит об'єднуючого ростверку, на кожну палю передаються вертикальна та горизонтальна складові навантаження від ґрунту, що оточує палю,

В рамках дослідження було проведено моделювання трьох варіантів розташування паль в ростверку, при змінній його товщині. Відповідно розглядалась відстані між палями 1.5м, 2.0м та 2.5м. Товщини ростверку 300 та 500мм. При цьому до центру ростверку було прикладено навантаження, що складає 4000кН (Рис.1-3).

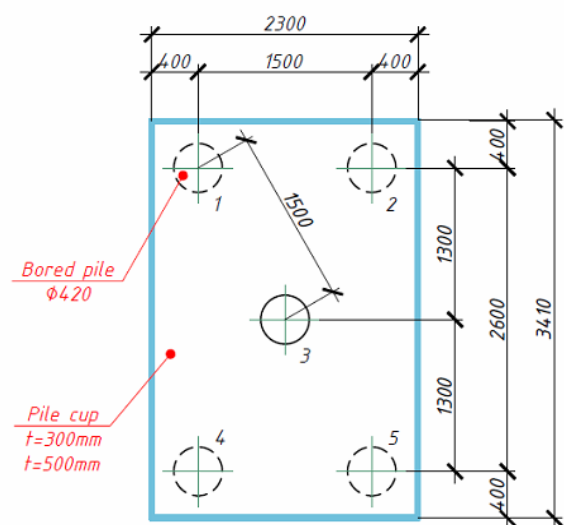


Рис.1. Варіант 1 групи паль (1.5м між палями).
Fig.1. Variant 1 of pile group (1.5m between piles).

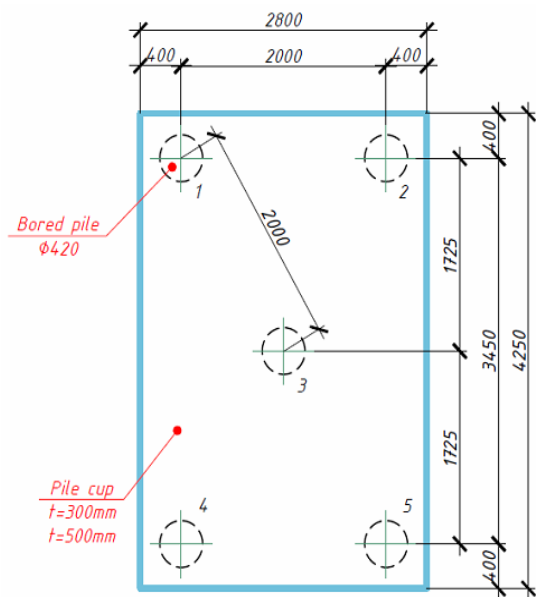


Рис.2. Варіант 2 групи паль (2.0м між палями).
Fig.2. Variant 2 of pile group (2.0m between piles).

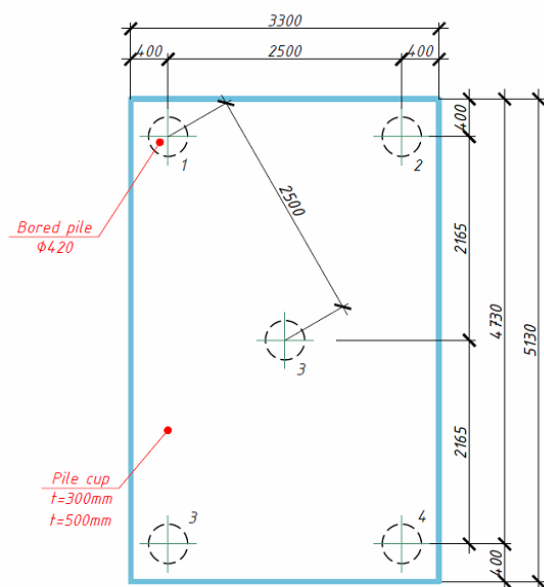


Рис.3. Варіант 3 групи паль (2.5м між палями).
Fig.3. Variant 3 of pile group (2.5m between piles).

Числове моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтовий масив-фундаментні конструкції» проводилось за допомогою методу скінченних елементів, що дало змогу врахувати по-етапне влаштування пальово-плитного фундаменту, визначити напруження і переміщення в усіх елементах системи. Для моделювання ґрунтового масиву використовувалась ідеа-

льно пружно-пластична модель ґрунту з граничною поверхнею, яка описується критерієм Мора-Кулона (модель Мора-Кулона). Ця модель є найпростішою нелінійною моделлю ґрунту. Її перевагою є простота налаштування параметрів. При розрахунку деформацій зсуву ця модель повністю ігнорує нелінійність з об'ємним стисненням, що є її основним недоліком. Усі деформації в межах граничної поверхні є пружними (зворотними). Загалом, модель лише трохи доповнює лінійну модель, обмежуючи рівень напружень зсуву (Рис.4,5). Для моделі використовувались параметри, що відображені в табл. 1.

Табл.1. Фізико-механічні характеристики ґрунту.

Table 1. Physical and mechanical characteristics of soil

№ ПЕ	Назва ґрунту	Щільність, g/cm^3	Модуль деформації, Мра	кут внутрішнього тертя, град	Питома зчеплення, кПа
1	Пісок дрібний, середньої щільності	1.85	35	32	1

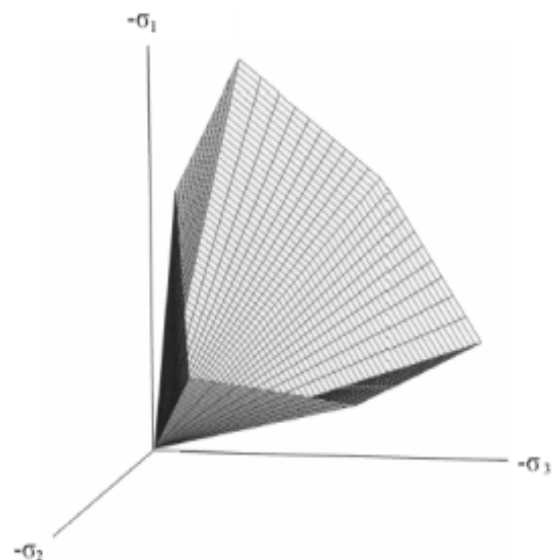


Рис.4. Гранична поверхня визначена критерієм міцності Кулона-Мора

Fig.4. Yield surface defined Coulomb-Mohr criterion

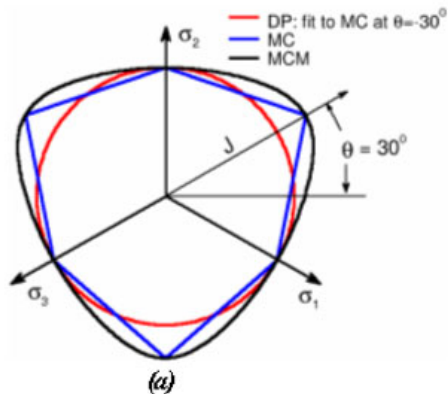


Рис.5. Проекція поверхонь текучості на девіаторну площину

Fig.5. Projection of yield surfaces into deviatoric

Для розрахунку задачі було розроблено скінченно-елементну модель ґрунтового масиву та пальово-плитного фундаменту (Рис. 6,7) з врахуванням геометричної конфігурації та фізико-механічних характеристик. Ґрунтову основу було задано як об'ємний масив з фізико-механічними характеристиками, отриманими за результатами інженерно-геологічних досліджень. Розміри ґрунтового масиву 30х30х25м.

Нижня частина розрахункової схеми, на відстані 15м від підшви палі обмежена площиною, яка закріплена від вертикальних переміщень. По бічних площинах на основу накладені в'язі, що перешкоджають нормальним до площин переміщенням.

Розрахунок проводився в 6 етапів. Статичне навантаження було прикладено в чотири етапи, кожна 1000 кН.

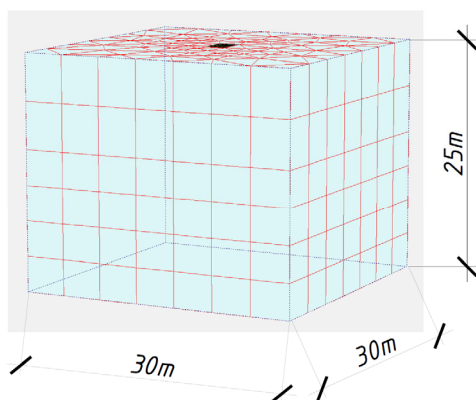


Рис.6.Ґрунтовий масив методу скінченних елементів

Fig.6. Meshed soil massif

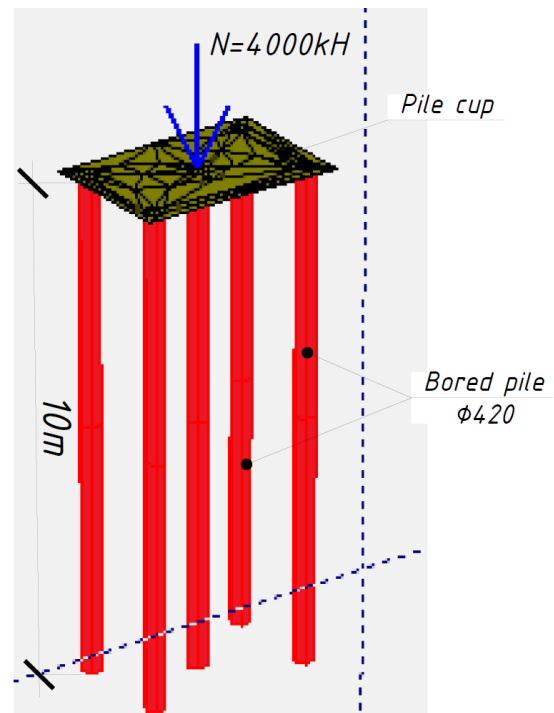


Рис.7. Розрахункова модель

Fig.7. Design model

У першому дослідженні виконувалось порівняння вертикальних деформацій паль під навантаженням у залежності від осової відстані між палями (Рис.8). Зі збільшенням відстані між палями спостерігається зменшення осідання паль. При чому зміни цих значень відрізняються в центральній та крайніх палях. Так при збільшенні відстані до 2.0м відбулося зменшення осідання в центральній палі на 18%, в крайніх від 26 до 29% (Рис.9)

У випадку з подальшим збільшенням відстані між палями зберігається тенденція по зменшенню вертикальних деформацій паль. У центральній палі осідання зменшились на 25% та на 40-46% - у крайніх (Рис.10).

Зменшення осідання при збільшенні відстані між палями свідчить про те, що зменшується взаємодія паль через ґрунтове середовище, що в свою чергу веде до збільшення несучої здатності паль та включення ростверку в роботу. Звідси можна зробити висновок, що чим менший крок паль, тим більша сила обтискання палі ґрунтом. При збільшенні кроку паль, навпаки, сила обтиснення зменшується.

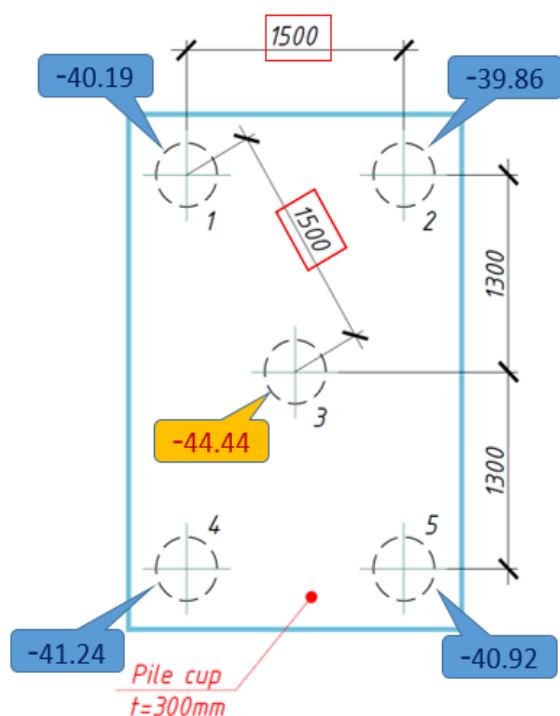


Рис.8. Вертикальні деформації при відстані між палями 1.5м.

Fig.8. Vertical displacements at a distance between piles of 1.5m

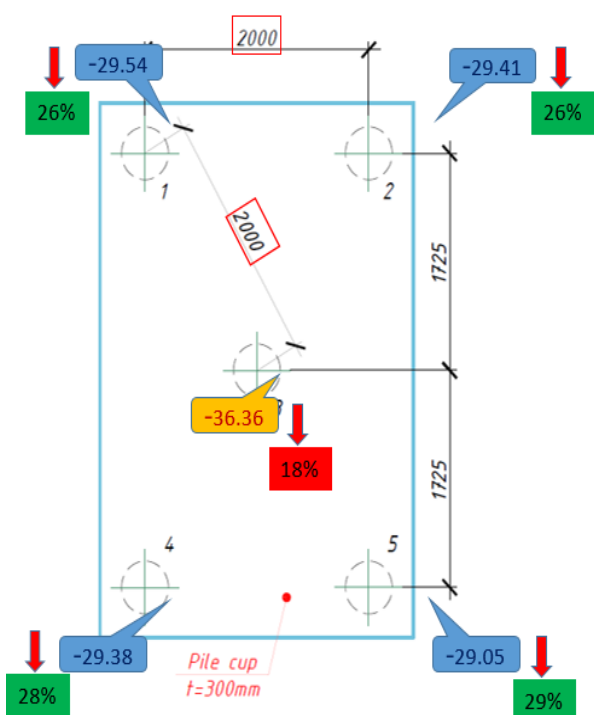


Рис.9. Вертикальні деформації при відстані між палями 2.0м.

Fig.9. Vertical displacements at a distance between piles of 2.0m

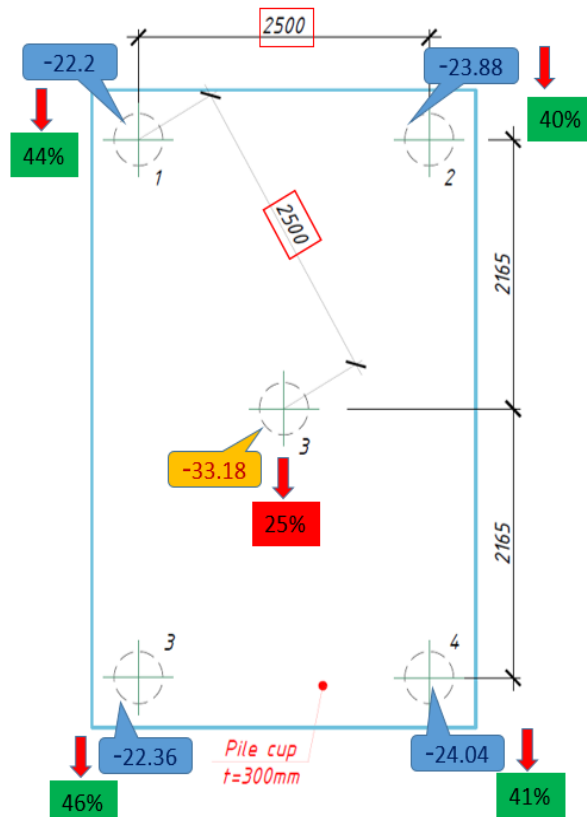


Рис.10. Вертикальні деформації при відстані між палями 2.5м.

Fig.10. Vertical displacements at a distance between piles of 2.5m

На наступних графіках (Рис.11, 12, 13) вказано залежність між навантаженням та відстанню між палями для центральної та периферійних палей. З кожною стадією довантаження від 1000 до 4000кН змінюється перерозподіл напружень між центральною (до якої прикладене навантаження) та кутовими палями. Найменша розбіжність у значеннях осідань спостерігається при кроку палей 1.5м, що складає 10%.

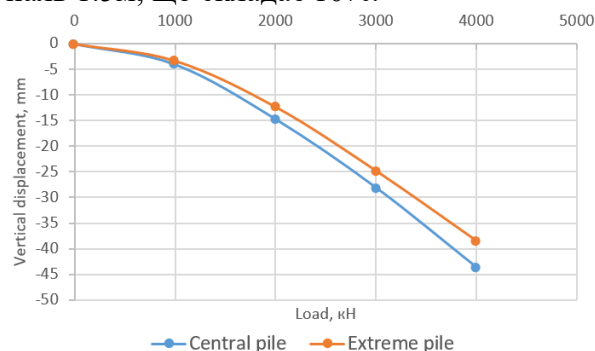


Рис.11.Залежність між навантаженням та деформаціями при відстані між палями 1.5м

Fig.11.Dependence between load and deformations at a distance between piles of 1.5m

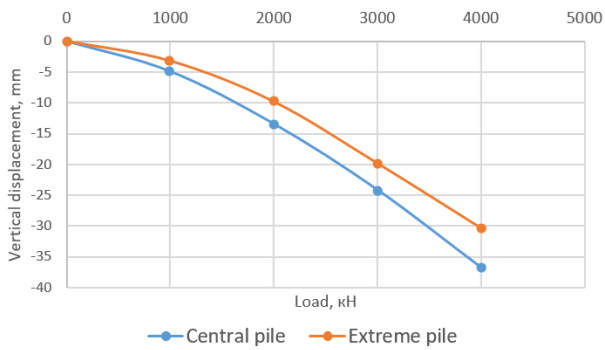


Рис.12.Залежність між навантаженням та деформаціями при відстані між палями 2.0м

Fig.12.Dependence between load and deformations at a distance between piles of 2.0m

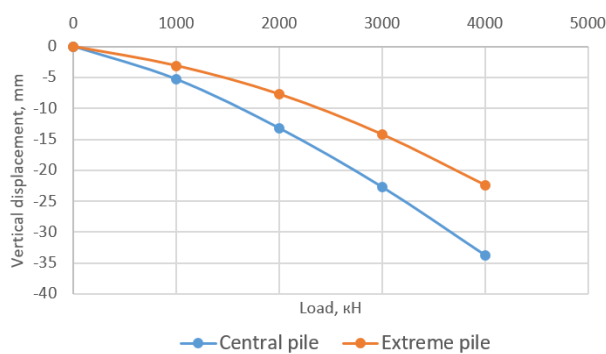


Рис.13.Залежність між навантаженням та деформаціями при відстані між палями 2.5м

Fig.13.Dependence between load and deformations at a distance between piles of 2.5m

Збільшення відстані між палями призводить до зростання відповідно і різниці осідань між крайніми та центральною палями. У випадку відстані між палями 2.0м розбіжність осідання крайніх палей менше на 20%, ніж значення вертикальної деформації центральної палі. При 2.5м між палями різниця збільшилась до 33%.

Суттєвий внесок у загальну несучу здатність фундаментних конструкцій дає жорсткість об'єднуючого ростверку. Для висвітлення цього впливу порівнювались вертикальні деформації палей при ростверках товщиною 300 та 500мм при кроках палей 1.5, 2.0, 2.5м (Рис. 14, 15, 16).

Відповідно до результатів розрахунку, збільшення товщини ростверку призводить до зменшення осідання, внаслідок зростання жорсткості ростверку. Так, при товщині 500мм осідання в центральній палі зменшились на 10% при кроці 1.5м, на 21% при 2.0м та 28% при 2.5м між палями.

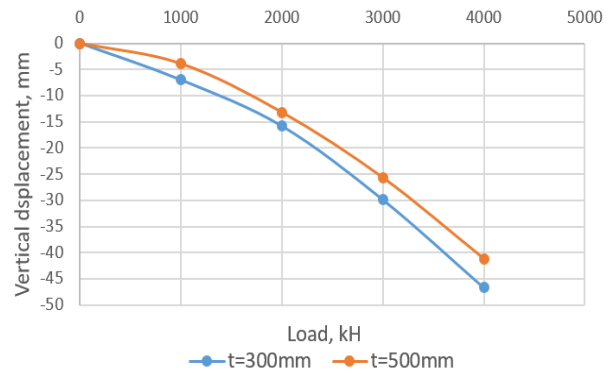


Рис.14. Вертикальні деформації в центральній палі в залежності від товщини ростверку при відстані між палями 1.5м

Fig.14. Vertical deformations in the central pile depending on the thickness of pile cup at the distance between piles 1.5m

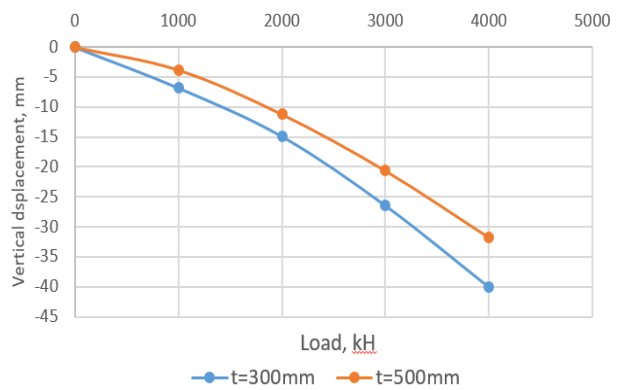


Рис.15. Вертикальні деформації в центральній палі в залежності від товщини ростверку при відстані між палями 2.0м

Fig.15. Vertical deformations in the central pile depending on the thickness of pile cup at the distance between piles 2.0m

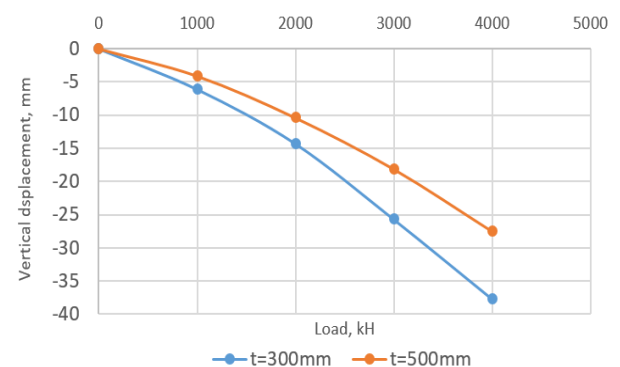


Рис.16. Вертикальні деформації в центральній палі в залежності від товщини ростверку при відстані між палями 2.5м

Fig.16. Vertical deformations in the central pile depending on the thickness of pile cup at the distance between piles 2.5m

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Встановлено, що осідання групи паль, об'єднаних ростверком, відбувається нерівномірно. Таким чином, різниця між вертикальними деформаціями крайньої та центральної палі становить від 11 до 33%.

2. Встановлено, що включення пальового ростверку в роботу залежить від його жорсткості та осьової відстані між палями.

3. Показано, що при зміні відстані між палями змінюється перерозподіл зусиль у ростверку та палі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Основи і фундаменти будівель та споруд. ДБН В.2.1-10-2009 [Чинні від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 84 с. – (Державні будівельні норми).
2. Бойко І.П. Особливості взаємодії пальових фундаментів під висотними будівлями з їх основою // Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник. – К: КНУБА, 2006 – Вип. 30 – С. 3-8.
3. Цимбал С.Й. Експериментальне дослідження напруженого стану в основі моделі висаючої палі // Республ. міжвідомчий науч.-техн. зб. Основи і фундаменти – Київ: Будівельник, 1973.- Вип.6. – С.134-141.
4. Randolph M.F. Design method for pile groups and piled rafts // 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5-10 January 1994, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 61-82.
5. Kull T., Mets M., Leppik V. Interaction of piles and raft // Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference. «Historical Experience and Challenges of Geotechnical Problems in Baltic Sea Region, 22-24 September. – Lithuania, 2016.
6. Poulos H.G. Analysis of the settlement of pile groups // Geotechnique. 1968. Vol.18 Issue 4. Pp.449-469.
7. Russo G., Viggiani C. Factors controlling soil-structure interactions for piled rafts // Darmstadt Geotechnics (Darmstadt University of Technology). – 1998. – No.4. – P.297-322.
8. K. Horikoshi, M.F. Randolph, A contribution to optimal design of piled rafts (1998) Géotechnique, 48, pp. 301-317.

REFERENCES

1. Osnovy` i fundamenti` budivel` ta sporud. DBN V.2.1-10-2009 (2009) [Bases and foundations of buildings] Chy`nni vid 2009-07-01 – K.: Minregionbud Ukrayiny`, 2009. – 84 s. – (Derzhavni budivel`ni normy`).
2. Bojko I.P. (2006) Osobly`vosti vzayemodiyi pal`ovy`x fundamentiv pid vy`sotny`my` budivlyamy` z yix osnovoyu [Features of interaction of pile foundations under high-rise buildings with their bases]. *Osnovy` i fundamenti` mizhvidom-chy`j naukovo-texnichny`j zbirny`k.* – K: KNUBA, – Vy`p. 30 –S. 3-8. (in Ukrainian).
3. Tsybal S.Y. Eksperymentalne doslidzhennia napruzhеного стану в основі моделі висаючої палі [Experimental study of the stress state at the heart of the hanging pile model]. *Respubl. mizhvidomchyi nauch.-tekhn. zb. Osnovy i fundamenti* – Kyiv: Budivelnik, 1973.- Vyp.6. – S.134-141. (in Ukrainian).
4. Randolph M.F. (1994). Design method for pile groups and piled rafts. 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 5-10 January, New Delhi, India, Vol. 5, pp. 61-82.
5. Kull T., Mets M., Leppik V. (2016) Interaction of piles and raft. Proceedings of 13th Baltic Sea Geotechnical Conference. «Historical Experience and Challenges of Geotechnical Problems in Baltic Sea Region, 22-24 September. Lithuania.
6. Poulos H.G. (1968). Analysis of the settlement of pile groups. Geotechnique. Vol.18 Issue 4. Pp.449-469.
7. Russo G., Viggiani C. (1998). Factors controlling soil-structure interactions for piled rafts. Darmstadt Geotechnics (Darmstadt University of Technology). No.4. – P.297-322.
8. K. Horikoshi M.F., Randolph A. (1998). contribution to optimal design of piled rafts. Géotechnique, 48, pp. 301-317.

Interaction between a subsoil and group of piles joined with a raft

Vitalii Ruchkivskyi

Summary. Most pile-slab foundations are designed without taking into account the contribution of growth. Although it is well known that the grille plays an important role in overall load-bearing capacity. In such structures, the overall subsidence of the foundation is likely to be

small due to the installation of more piles than necessary. However, from an economic point of view, it is desirable that the foundation be designed in such a way that the subsidence is limited to an acceptable level, but taking into account the bearing capacity of growth.

The main problem is a work of pile's group taking into account interaction between piles through a soil base is considered. During the interaction there are additional stresses in the inter-pile space, there is an effect of "compression" of the piles by the soil from the loads transmitted to neighboring piles.

This paper presents the results of a study of the joint work of piles and grilles under the action of static load using numerical simulations. The study used a group of piles (5 pcs.) With a diameter of 420 mm and a length of 10 m, combined with a grid. Fine sand of medium density was used as the basis of the pile foundation.

Numerical modeling was performed using an ideal elastic-plastic model with the Coulomb-Mohr strength criterion.

The work of piles at different distances between piles (1.5-2.5 m) and grating thickness 300 was compared; 500mm.

The interaction of piles and growth-verification with the surrounding soil mass is analyzed. At the lower end of the pile, in the area of contact of the pile with the ground there is a complex stress-strain state. The pitch, diameter, length of the piles, as well as the rigidity of the grille have a significant effect on this stress-strain state. Taking into account the influence of these factors is necessary to determine the patterns of distribution of external loads between the piles and the grille.

Irregular settling of the group was revealed piles joined by a grid. The central and extreme piles are included in the work in different ways.

It is established that the inclusion of the pile grid in the work depends on its stiffness, as well as the axial distance between the piles.

It is investigated that when the distance between the piles changes, the redistribution of forces in the growth piles and piles changes.

Key words. Stress-strain state, pile, pile cup, vertical displacements.

Визначення напружено-деформованого стану групи паль шляхом числового моделювання їх взаємодії з основою за даними польових досліджень

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: 10.32347/0475-1132.43.2021.87-100

Анотація. Перед інженерами часто постає питання: - який саме програмний комплекс обрати для вирішення певної задачі? Для вирішення задач геотехніки застосовуються наступні програмні комплекси: 1) Plaxis; 2) Midas GTS NX; 3) Abaqus; 4) Ліра – САПР. Кожен із програмних комплексів володіє певними перевагами так і недоліками.

У даному дослідженні використовується ПК «Ліра – САПР» та «Midas GTS NX», за допомогою яких виконувалось числове моделювання взаємодії групи паль з основою, що описано в досліді Бартоломея А.О. [1].

Виконано порівняння напружено-деформованого стану, яке було отримано при використанні наступних варіантів моделей системи «основа – пальовий фундамент»:

1) ПК «Ліра – САПР»:

1.1) палі змодельовані одновузловими 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);

1.2) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що деформуються нелінійно; палі – стержневими скінченними елементами.

2) «Midas GTS NX»:

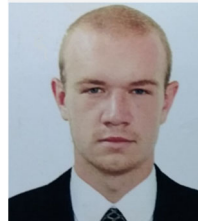
2.1) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що деформуються нелінійно; палі – стержневими скінченними елементами, що мають «віртуальний» зв'язок з оточуючим ґрунтом;

2.2) ґрунтове середовище – аналогічно; палі – об'ємними скінченними елементами, що володіють параметрами залізобетону.

Показано, що вибір програмного комплексу



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



Кашоїда Остап
аспірант, асистент кафедри
геотехніки.

та методу моделювання основи впливає на напружено-деформований стан системи «основа – пальовий фундамент».

Моделювання основи з використанням перемінного коефіцієнта жорсткості призводить до кількісної відмінності отриманих результатів з польовим дослідженням. Даний метод моделювання є найменш трудозатратним і швидким. Недоліком даного методу моделювання є те, що необхідно для кожної стадії навантаження створювати окрему модель.

Моделювання основи об'ємними скінченними елементами з нелінійним законом деформування потребує ідентифікації розрахункових параметрів основи та є доволі трудомістким. Недоліком даного методу моделювання є те, що необхідно контролювати коректність розмірів скінченних елементів та їх сумісну роботу.

Ключові слова. Ліра – САПР, Midas GTS NX, група паль, числове моделювання, об'ємний ґрунтовий масив, коефіцієнти жорсткості.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

На сьогоднішній день застосовується багато різних програмних комплексів для геотехнічних розрахунків за допомогою методу скінченних елементів. Серед вітчизняних проєктувальників застосовуються наступні програмні комплекси: 1) Plaxis; 2) Midas GTS NX 3) Abaqus; 4) Ліра – САПР.

Кожний програмний комплекс володіє певними перевагами, так і недоліками. Наприклад: в ПК «Ліра – САПР» складно задати напругування похилих інженерно-геологічних елементів (далі ІГЕ), так-як об'ємні скінченні елементи створюються за допомогою функції «Видавити»; в «Midas GTS NX» палі, що виконані об'ємними скінченними елементами необхідно пересікати поверхнями для формування природнього залягання ІГЕ, потім цим елементам необхідно задати відповідні параметри ІГЕ та налаштувати, щоб на відповідній стадії об'ємні скінченні елементи паль змінили властивості ґрунту на залізобетон, що викликає значні трудозатрати на створення моделі.

Щоб визначити який із них краще підходить для моделювання взаємодії паль з ґрунтовою основою було виконано числове моделювання експерименту Бартоломея А.О. [1], що виступає в якості еталону.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах Бойко І.П. [2, 6, 8, 9], Сахаров В.О. [5], Скочко Л. О. та Хоронжевського М. В. [8] висвітлюється питання моделювання взаємодії пальових фундаментів з ґрунтовою основою.

ЗАДАЧІ

Змоделювати НДС елементів системи «основа – пальовий фундамент» з використанням наступних програмних комплексів (далі ПК) та таких варіантів моделювання:

а) ПК «Ліра – САПР»:

1.а) палі змодельовані одновузловими 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);

2.а) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що володіють нелінійним законом деформування Кулона-Мора; палі – стержневими скінченними елементами.

Б) «Midas GTS NX»:

1.б) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що володіють нелінійним законом деформування Кулона-Мора; палі – стержневими скінченними елементами, що мають «віртуальний» зв'язок з оточуючим ґрунтом;

2.б) ґрунтове середовище змодельовано об'ємними скінченними елементами, що володіють нелінійним законом деформування Кулона-Мора; палі – об'ємними скінченними елементами, що володіють параметрами залізобетону.

Виконати порівняння отриманих результатів числового моделювання в різних програмних комплексах.

МЕТА РОБОТИ

Порівняти напружено-деформований стан групи паль, що отримано в різних програмних комплексах між собою та з результатами експерименту [1].

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

У роботі застосовано числове моделювання НДС елементів системи «основа – пальовий фундамент» з використанням ПК «Ліра – САПР 2019» та «Midas GTS NX».

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для даного дослідження було влаштовано дослідний куц із 9ти забивних паль перерізом 300х300 (мм) та довжиною 5м, що об'єднані між собою монолітним залізобетонним ростверком з розмірами в плані 2,4х2,4 (м) та висотою 300 мм (рис.1).

В якості основи виступають м'якопластичні глинисті ґрунти. 4й, 5й і 12й шар пред-

ставлений суглинками, а інші шари є глинами. Фізико-механічні характеристики даних ґрунтів наведено у табл.1.

У дослідному куці було виділено характерні палі (рис.1) для яких будуть будуватись графіки випробувань (рис.2).

Через 45 діб на дослідний куц прикладалось навантаження ступенями. Величина ступеней наступна: 1 – 400кН; 2 – 600кН; 3 – 800кН 4 – 1400кН; 5 – 1800кН. На основі отриманих результатів було побудовано графік випробування (залежності навантаження від осідання) дослідного куца (рис.2).

Посадка групи паль (фундаменту) на геологічні умови дослідної ділянки наведені на рис.3.

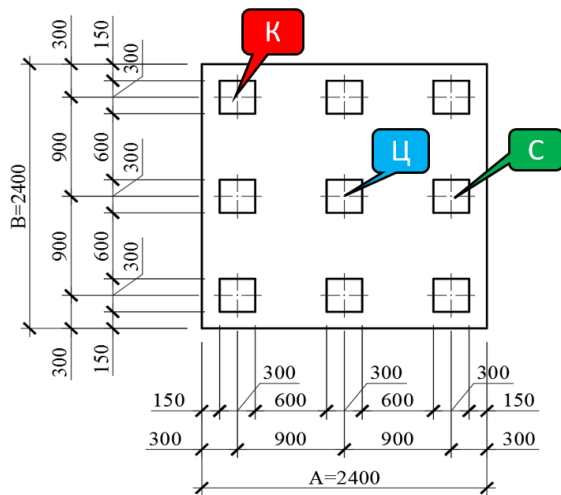


Рис.1. Схема дослідного куца.

Fig.1. Scheme of the experimental bush.

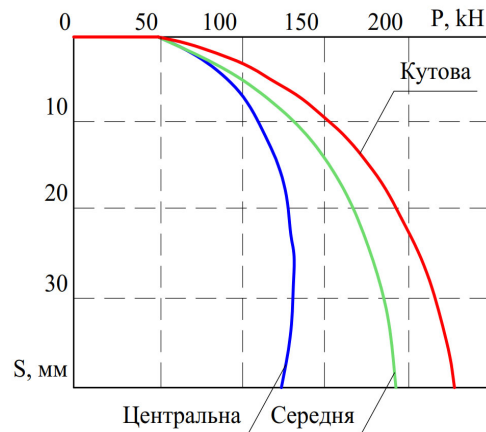


Рис.2. Графік навантаження-осідання для паль дослідного куца.

Fig.2. The schedule of loading and subsidence of piles of an experimental bush.

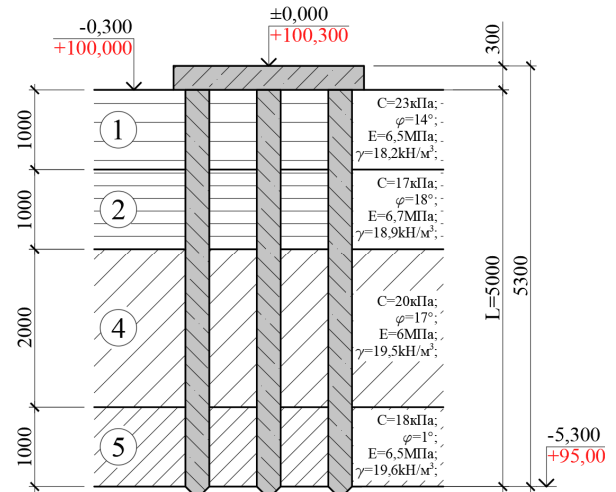


Рис.3. Геологічний розріз з посадкою фундаменту.

Fig.3. Geological section with foundation planting.

Табл.1. Фізико-механічні характеристики ґрунту
Tab.1. Physico-mechanical characteristics of the soil

Назва ґрунту	Об'ємна вага ґрунту, γ	Природна вологість, w	Границя текучості, w_L	Границя пластичності, w_p	Коефіцієнт Пуассона, ν	Питоме зчеплення, C	Кут внутрішнього тертя, ϕ	Модуль деформації, E
	kH/m^3	долі одиниць				кПа	град	Мпа
1- Глина м'якопластична	18,2	0,33	0,42	0,21	0,41	23	14	6,5
2- Глина м'якопластична	18,9	0,32	0,39	0,21	0,41	17	18	6,7
3- Суглинок м'якопластичний	19,5	0,3	0,35	0,19	0,36	20	17	6
4- Суглинок м'якопластичний	19,6	0,31	0,37	0,21	0,36	18	16*	6,5
5- Глина м'якопластична	19,8	0,31	0,42	0,23	0,42	26*	17	6,5
6- Глина м'якопластична	19,3	0,34	0,42	0,23	0,42	19	15*	6,5
7- Глина м'якопластична	18,8	0,33	0,42	0,24	0,41	32*	13*	7
8- Глина м'якопластична	19	0,32	0,4	0,22	0,41	21	14*	7
9- Глина м'якопластична	18,9	0,37	0,44	0,23	0,41	23	23	7,5
10- Глина м'якопластична	19	0,3	0,38	0,2	0,41	23*	14*	8
11- Суглинок м'якопластичний	19,2	0,37	0,34	0,18	0,41	17	14*	8,5

* - значення, що було прийнято для розрахунку;

Табл.2. Стадії розрахунку (монтажу)

Tab.2. Stages of calculation (montage)

№, п/п	Стадія	Площа ростверку, м.кв	Тиск на ростверк, кПа	Приріст тиску, кПа
1	Початкова	Мається на увазі поява ґрунтового масиву з прикладанням власної ваги до нього		
2	Фундамент	«Занулення» деформацій від I стадії. Поява залізобетонних елементів фундаменту		
3	200кН	$A * B = 2,4\text{м} * 2,4\text{м} = 5,76\text{м}^2$;	34,72	34,72
4	400кН		69,44	34,72
5	600кН		104,17	34,72
6	800кН		138,89	34,72
7	1400кН		243,06	104,17
8	1800кН		312,50	69,44

1) ГРУПА ПАЛІ В ПК «ЛІРА – САПР» 1.1) МОДЕЛЮВАННЯ ОСНОВИ З ВИКОРИСТАННЯМ ПЕРЕМІННОГО КОЕФІЦІЄНТА ЖОРСТКОСТІ

СЕ-57 – це одновузловий 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 модуль «Ґрунт», у якій задається інформація про геологічні умови ділянки (фізико-механічні характеристики ґрунту: $\rho, e, w, E, C, \varphi$).

Числове моделювання СЕ-57 представлено двома способами: 1) єдиним одновузловим скінченним елементом, що знаходиться на місці палі; 2) одновузловими 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 [1.1].

При розрахунку жорсткості палі вертикальна жорсткість ґрунтової основи розповсю-

джується по довжині палі пропорційно граничній несучій здатності ґрунту F_d , що визначено згідно формули:

$$F_d = R * A * \gamma_{R,R} * \gamma_c + \sum_{i=1}^{i=n} f_i * u * h_i * \gamma_{R,f} * \gamma_c; \quad [1.1]$$

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; $\gamma_{R,R}, \gamma_{R,f}, \gamma_c$ – коефіцієнти умов роботи.

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

$$EA_{\text{під.}} = \frac{R * A * \gamma_{R,R} * \gamma_c}{S_{Fd}}; \quad [1.2]$$

$$EA_i = \frac{f_i * u * h_i * \gamma_{R,f} * \gamma_c}{S_{Fd}}; \quad [1.3]$$

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.

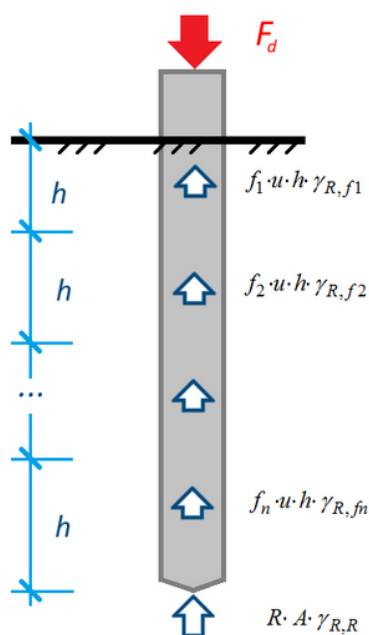


Рис.4. Схема визначення жорсткості палі по теоретичним значенням осідання і несучої здатності палі.

Fig.4. Scheme for determining the stiffness of the pile according to the theoretical values of displacement and bearing capacity of the pile.

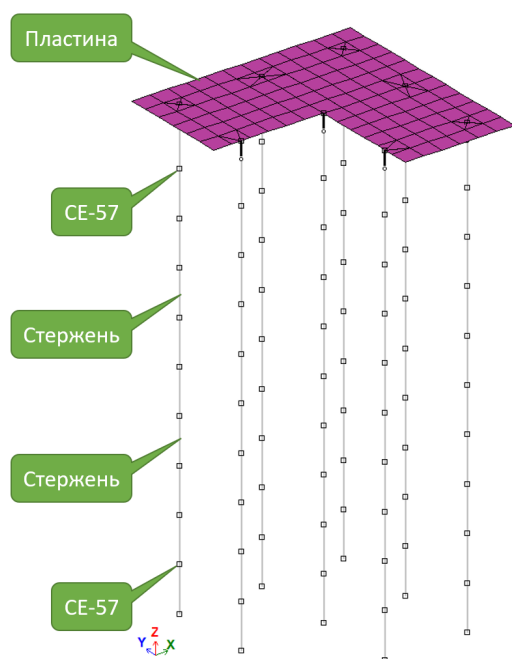


Рис.5. Фрагмент розрахункової моделі із використанням СЕ-57.

Fig.5. Fragment of the calculation model using FE-57.

1.2) МОДЕЛЮВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ ОСНОВИ ОБ'ЄМНИМИ СКІНЧЕНИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ З КРИТЕРІЄМ МІЦНОСТІ КУЛОНА-МОРА

Даний метод моделювання полягає в тому, що в якості основи виступають об'ємні скінченні елементи, яким призначено критерій міцності Кулона-Мора. Дані скінченні елементи (далі СЕ) володіють наступними параметрами: E – модуль загальної деформації; ν – коефіцієнт Пуассона; C – питома зчеплення; R_t – граничний опір ґрунту на розтяг; φ – кут внутрішнього тертя; σ_p – граничне напруження стиску; R_0 – питома вага матеріалу. В якості критерія переходу у пластичний стан застосовується умова міцності Кулона – Мора:

$$\tau = C + \sigma * \operatorname{tg}(\varphi); \quad [1.4]$$

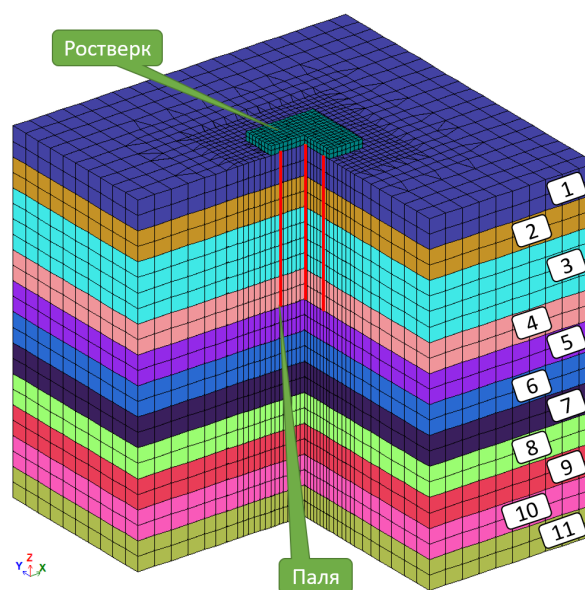


Рис.6. Фрагмент розрахункової моделі із використанням об'ємних СЕ в якості ґрунтового середовища.

Fig.6. Fragment of the calculation model using volumetric FE as a soil environment.

У ПК «Ліра – САПР» (версія 2019) ще не реалізовані інтерфейси, тому вузли залізобетонних елементів фундаментів жорстко приймають до СЕ ґрунтового середовища.

Проаналізувати зміну вертикальних напружень у об'ємних СЕ можна на рис.7-8.

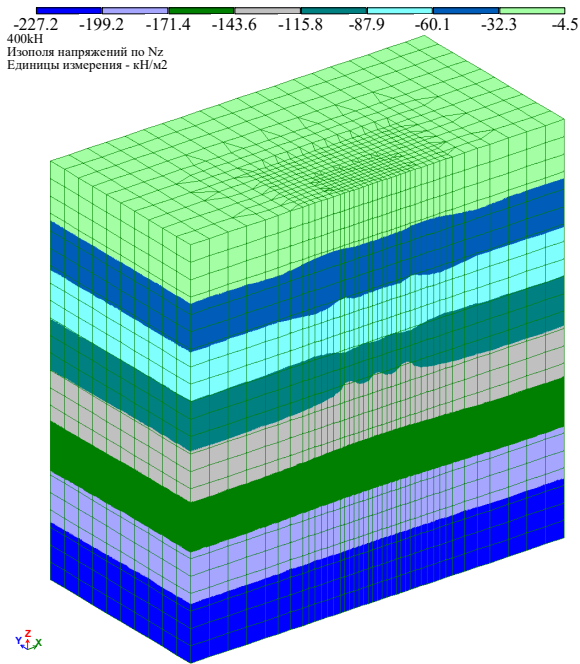


Рис.7. Вертикальні напруження в об'ємних СЕ ґрунтового середовища на IV стадії монтажу.

Fig.7. Vertical stresses in bulk FE of the soil environment at the IV stage of installation.

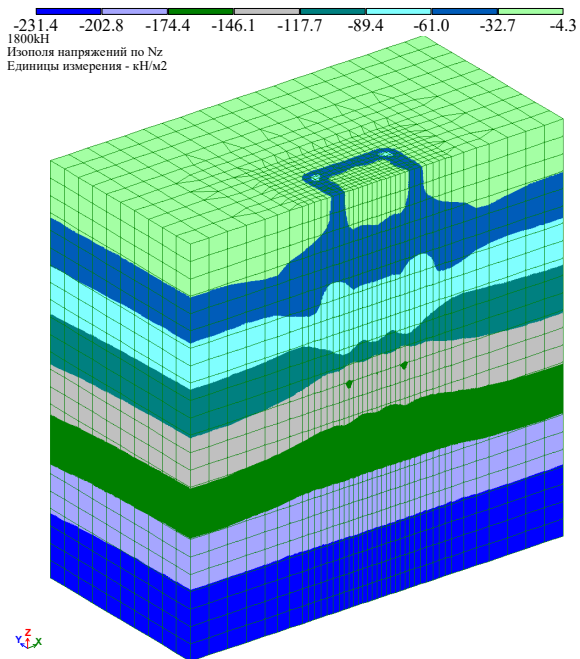


Рис.8. Напруження в об'ємних СЕ ґрунтового середовища на VIII стадії монтажу.

Fig.8. Vertical stresses in bulk FE of the soil environment at the VIII stage of installation.

2) ГРУПА ПАЛЬ В ПК «MIDAS GTS NX» 2.1) МОДЕЛЮВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ ОС- НОВИ ОБ'ЄМНИМИ СКІНЧЕННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ З КРИТЕРІЄМ МІЦНОС- ТІ КУЛОНА-МОРА ТА ПАЛЯМИ З «ВІР- ТУАЛЬНИМИ» ЗВ'ЯЗКАМИ

Критерій міцності Кулона-Мора описує пружно-пластичну поведінку матеріалу. Такий критерій дозволяє отримувати результати в загальних випадках нелінійних розрахунків ґрунтової основи.

Критерій міцності Кулона-Мора володіє двома недоліками, а саме: 1) середнє головне напруження не впливає на текучість, що суперечить реальній поведінці ґрунтів при випробуваннях; 2) крива руйнування для критерія Кулона-Мора має лінійну форму, тому параметр міцності (кут внутрішнього тертя) не залежить від гідростатичного тиску.

Нелінійні параметри, що використовуються для описання критерія міцності Кулона-Мора, наступні: C – питоме зчеплення; φ – кут внутрішнього тертя; E – модуль загальної деформації; ν – коефіцієнт Пуассона; γ – питома вага матеріалу.

Палі взаємодіють з ґрунтовим середовищем за допомогою «віртуальних» зв'язків (спеціальних інтерфейсів) (рис.9). Жорсткість по боковій поверхні палі та під нижнім кінцем палі визначається на основі несучої здатності одиночної палі і її осідання, що визначено у відповідності до діючих нормативних документів.

Результатом розрахунку є наступні параметри: граничний опір зсуву (Ultimate Shear Force) (kH/m^2); модуль жорсткості при зсуві (Shear Stiffness Modulus) (kH/m^3); модуль жорсткості при стиску (Normal Stiffness Modulus) (kH/m^3); несуча здатність палі під підшоною палі (Tip Bearing Capacity) (kH); жорсткість «пружини» під підшоною палі (Tip Spring Stiffness) (kH/m).

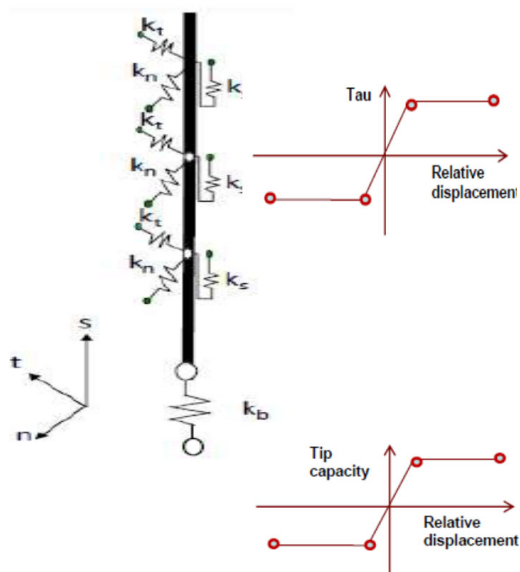


Рис.9. Схема «віртуального» зв'язку (інтерфейсу) по боковій поверхні і під вістря палі.

Fig.9. Scheme of "virtual" contact (interface) on the side surface and under the tip of the pile.

Розрахунок жорсткості можна виконати в окремому модулі «Свайный интерфейс» де необхідно вказати інформацію про палю (рис.10), інформацію про геологічні умови (рис.11).

Свая Геология Результат

Вид: Без выемки грунта Сечение: Прямоугольное

Размеры сваи

h: 0.3 м

b: 0.3 м

Глубина заложения ростверка dp: 0 м

Длина сваи L: 5 м

☐ Диаметр уширения: м

Материал сваи

☒ Бетон ☐ Сталь ☐ Пользовательский

B25 E: 30000000 кН/м² v: 0.2

Коэффициент условий работы

Работа сваи в грунте (gc): 1.0

Работа грунта под свайей (gcr): 1.0

Рис.10. Параметры палі.

Fig.10. Pile parameters.

Свая Геология Результат

Свойства слоя (кН, м, град.)

Вид грунта: Глина

Плотность:

Толщина H: 1.0 E: 6500 v: 0.41

IL: 0.56 Lp: 0.21 e: 0.96

Коефф (gcf): 1.0 f: 14 K: 10800

g: 18.2

Добавить Изменить Удалить

ИГЭ	Грунт	Толщина H (м)	Отметка (м)
1	Глина	1.0	1.0
2	Глина	1.0	2.0
3	Суглинок	2.0	4.0
4	Суглинок	1.0	5.0
5	Глина	1.0	6.0
6	Глина	1.0	7.0
7	Глина	1.0	8.0

Рис.11. Параметры грунтового сре́довища.

Fig.11. Soil environment parameters.

Результаты розрахунку представлені на рис.12. Так-як паля прорізає 4 шари грунтової основи, то в результаті ми отримуємо 4 жорсткості.

Свая Геология Результат

Ultimate Shear Force

№	Значение (кН/м ²)
1	9.6
2	9.55
3	8.0
4	11.6

Shear Stiffness (Kt)

№	Значение (кН/м ³)
1	1874.59
2	1864.82
3	1562.15
4	2265.12

Normal Stiffness (Kn)

№	Значение (кН/м ³)
1	1620.0
2	4410.0
3	7200.0
4	11610.0

☒ Учитывать сечение сваи

Tip Bearing Capacity (кН)

72.0

Tip Spring Stiffness (кН/м)

11716.1569

Сохранить данные для midas GTS NX

Excel

Расчет

Рис.12. Отримані результати.

Fig.12. The results obtained

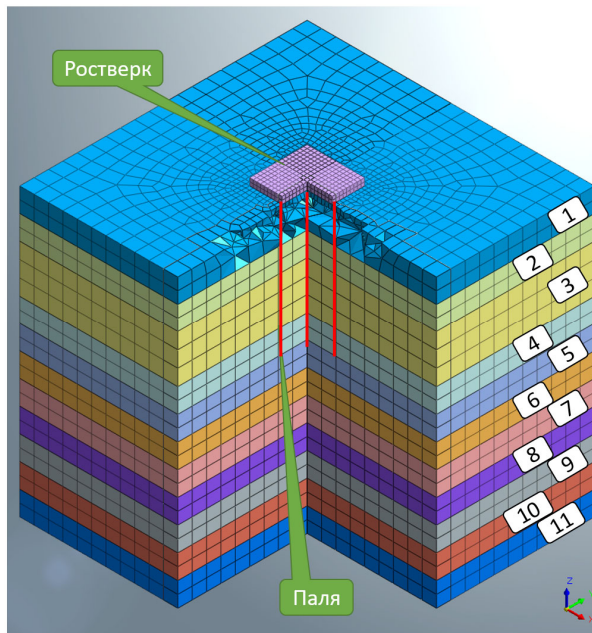


Рис.13. Фрагмент розрахункової моделі із використанням об'ємних СЕ в якості ґрунтового середовища та інтерфейсів паль.

Fig.13. Fragment of a computational model using three-dimensional elements as soil environment and pile interfaces

Між плитою ростверку та ІГЕ-1 встановлено інтерфейси, що знижують тертя на 33% ($R = 0,67$).

Рисунки з отриманими вертикальними напруженнями в «Midas GTS NX» є більш-контрастними в порівнянні із результатами, що наведені на рис.7-8.

Як можемо бачити із рис.15, що на межі контакту ростверку з ІГЕ-1 є концентратори напружень, що відсутні на результатах на рис.7-8 (ПК «Ліра – САПР»). Це, теоретично, пов'язано із використанням інтерфейсу. Якби ПК «Ліра – САПР» мав такий інструмент, можливо там теж спостерігалися б такі концентратори напружень.

Порівняння поздовжніх зусиль в палях і їх осідання виконано на останніх сторінках даної роботи (рис.19-22).

Також по рис.13 можемо бачити дуже гарну триангуляцію СЕ: довкола плити ростверку СЕ створено дрібніше, а віддаляючись від неї – крупніше. Нажаль такої триангуляції в ПК «Ліра – САПР» (версії 2019), неможливо досягти, адже там об'ємні скінченні елементи треба «видавлювати».

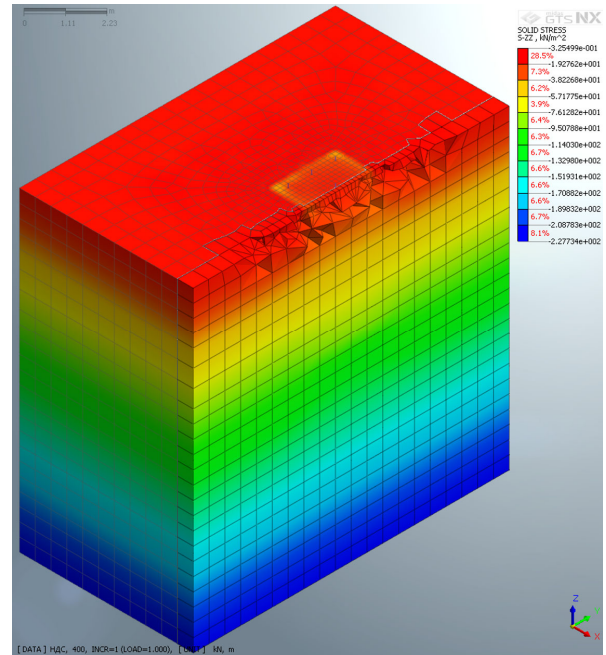


Рис.14. Напруження в об'ємних СЕ ґрунтового середовища на IV стадії монтажу.

Fig.14. Vertical stresses in bulk FE of the soil environment at the IV stage of installation.

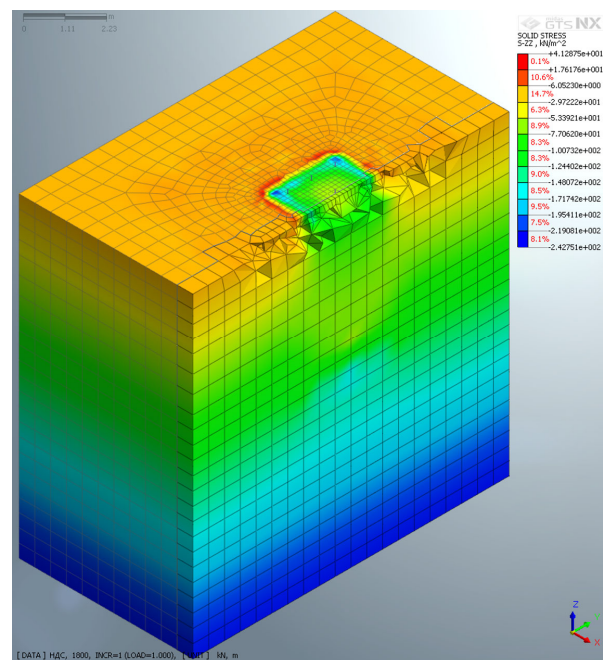


Рис.15. Напруження в об'ємних СЕ ґрунтового середовища на VIII стадії монтажу.

Fig.15. Vertical stresses in bulk FE of the soil environment at the VIII stage of installation.

Особливістю даного методу є: 1) СЕ паль і ґрунтового середовища не пересікаються між собою; 2) нелінійні властивості тертя-ковзання для елементів інтерфейсів; 3) не-

має необхідності робити дрібну тріангуляцію – відповідно треба менший час на розрахунок моделі; 4) Інтерфейси по боковій поверхні і під п'ятою палі задаються окремо; 5) підходить для моделей з великою кількістю палі.

2.2) МОДЕЛЮВАННЯ НЕЛІНІЙНОЇ ОСНОВИ ОБ'ЄМНИМИ СКІНЧЕННИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ З КРИТЕРІЄМ МІЦНОСТІ КУЛОНА-МОРА ТА ПАЛЯМИ ІЗ ОБ'ЄМНИХ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Параметри ґрунтового середовища такі ж як в попередньому варіанті моделювання.

Відмінністю даного методу моделювання від попереднього є те, що палі моделюються об'ємними скінченними елементами (рис.16). По боковій поверхні палі та під підошовою ростверку влаштовано інтерфейси ($R = 0,67$).

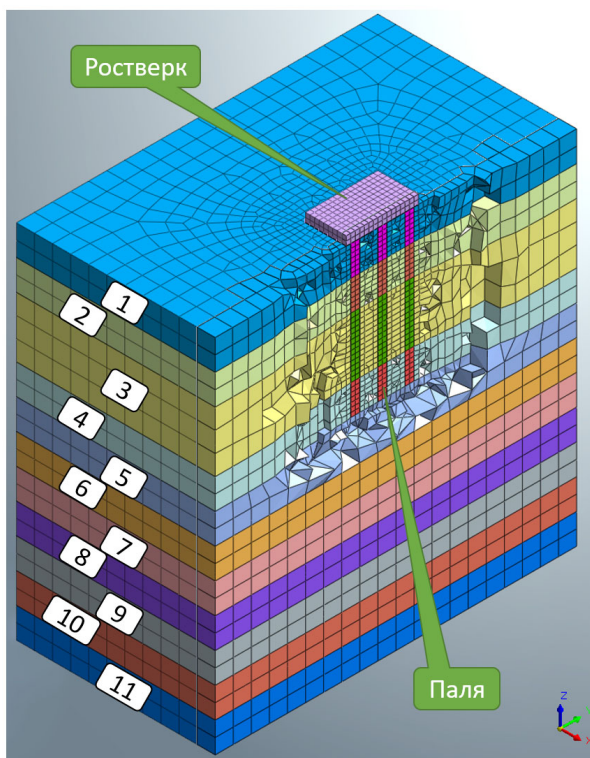


Рис.16. Фрагмент розрахункової моделі із використанням об'ємних СЕ в якості ґрунтового середовища та палі.

Fig.16. Fragment of the calculation model using volumetric CE as soil medium and piles

Оскільки палі моделюються об'ємними скінченними елементами, то в результаті розрахунку ми отримаємо напруження, а не зусилля.

Щоб перевести напруження в зусилля необхідно згадати опір матеріалів, або ввести віртуальну балку, що проходить через центр ваги палі.

Параметри ґрунтового середовища аналогічні попередньому варіанту моделювання.

Особливості даного методу: 1) трудомісткий процес створення сіток СЕ палі та оточуючого ґрунтового середовища; 2) велика кількість СЕ – треба багато часу на розрахунок моделі; 3) результатом розрахунку є напруження; 4) є еталонним варіантом моделювання, так як враховується площинний ефект при створенні інтерфейсів, а також розповсюдження напружень по перерізу палі.

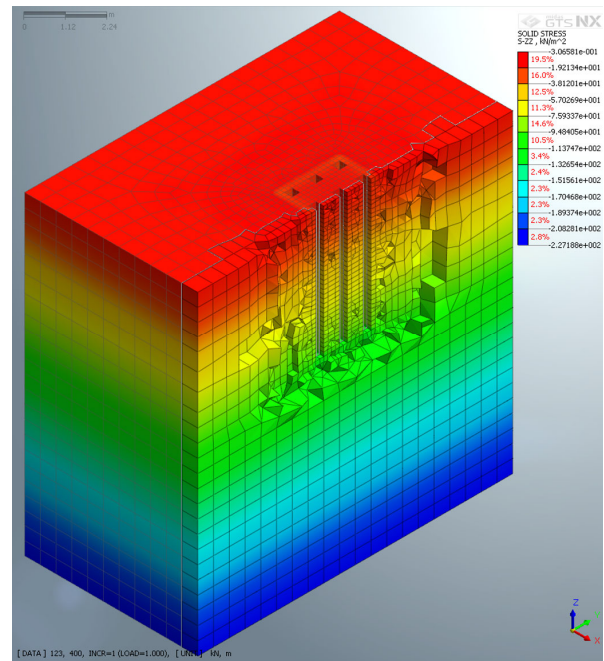


Рис.17. Напруження в об'ємних СЕ ґрунтового середовища на IV стадії монтажу.

Fig.17. Vertical stresses in bulk FE of the soil environment at the IV stage of installation.

Порівнюючи рис.14 та рис.17 (на II стадії навантаження ростверку) можемо спостерігати майже ідентичні ізополя напружень в об'ємних СЕ. Відмінність лише кількісна та складає близько 5...7%, що показує на гарну кореляцію результатів незалежно від методу моделювання пального фундаменту.

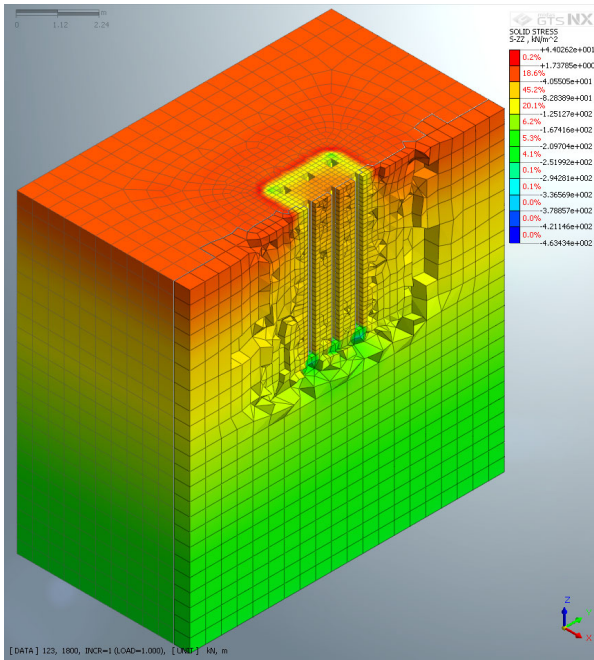


Рис.18. Напруження в об'ємних СЕ ґрунтового середовища на *VIII* стадії навантаження.

Fig.18. Vertical stresses in bulk FE of the soil environment at the *VIII* stage of loading.

ПОРІВНЯННЯ ПОЗДОВЖНІХ ЗУСИЛЬ ТА ОСІДАННЯ ПАЛЬ В ЗАЛЕЖНОСТІ ВІД МЕТОДУ МОДЕЛЮВАННЯ ОСНОВИ ТА ЗАСТОСОВАНОГО ПРОГРАМНОГО КОМПЛЕКСУ

Нижче наведено порівняння поздовжніх зусиль в палях та осідання (рис.19-22) характерних паль, що наведено на рис.1.

Для відображення кількісних відмінностей, порівняння результатів виконано у вигляді гістограми. Для зручності порівняння було визначено різницю у відсотках (за 100% взято результати дослідження Бартоломея А. О. [1]).

Червоний колір відсотків – отримане значення перевищує результати випробування.

Блакитний колір відсотків – отримане значення менше того, що отримано при випробуванні.

Щоб не захаращувати роботу однотипними гістограмами, було прийнято рішення, що буде показано порівняння на *IV* та *VIII* стадії монтажу (див.табл.2).

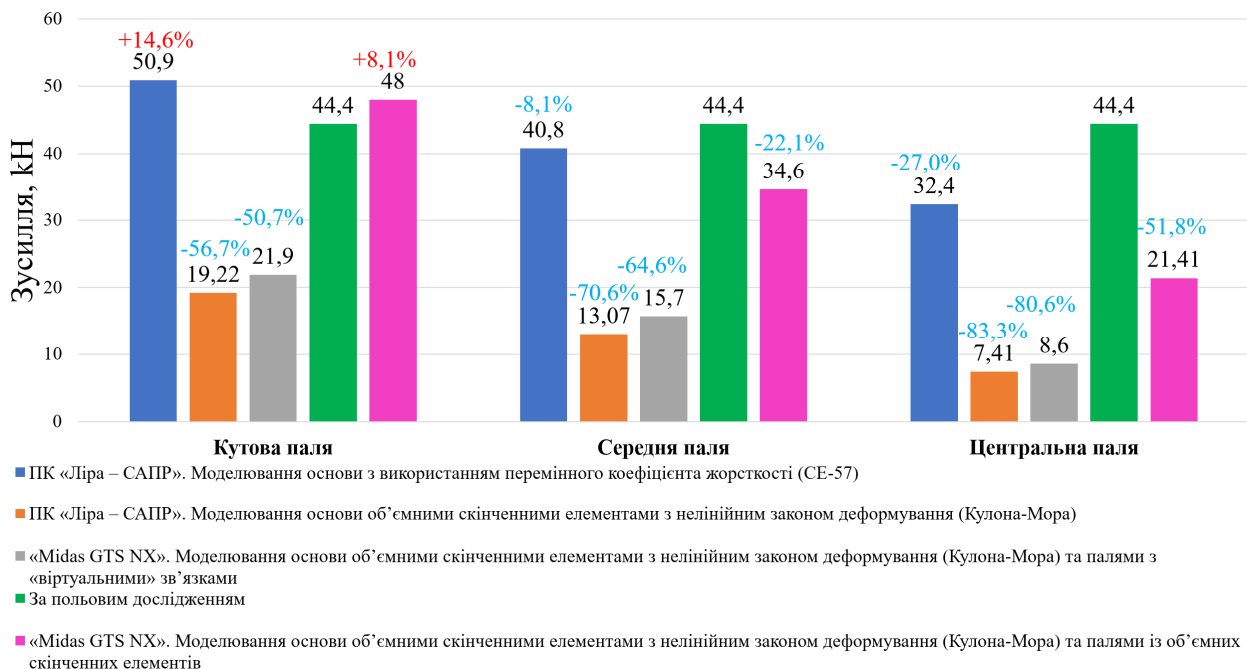


Рис.19. Поздовжні зусилля в дослідних палях в залежності від методу моделювання основи та використаного програмного комплексу. Стадія монтажу *IV*.

Fig.19. Longitudinal forces in experimental piles depending on the method of modeling the base and the software used. Stage of montage *IV*.

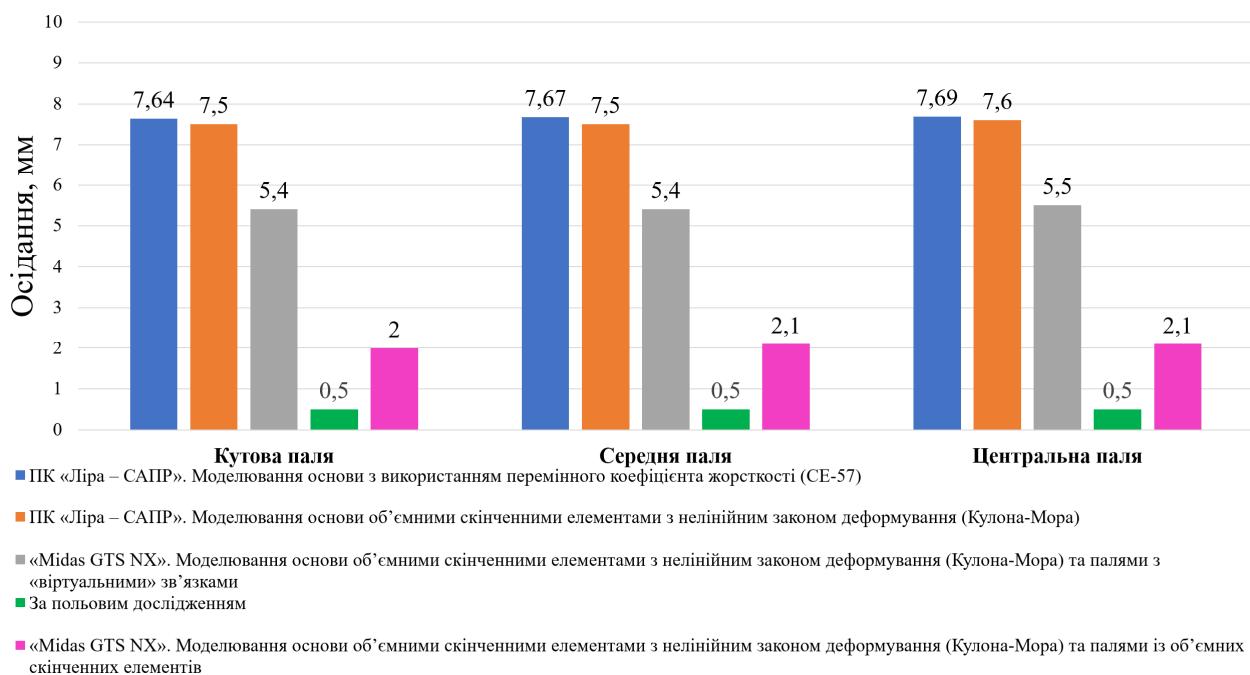


Рис.20. Осідання дослідних паль в залежності від методу моделювання основи та використаного програмного комплексу. Стадія монтажу IV.

Fig.20. Displacement of experimental piles depending on the method of modeling the base and the software used. Stage of montage IV.

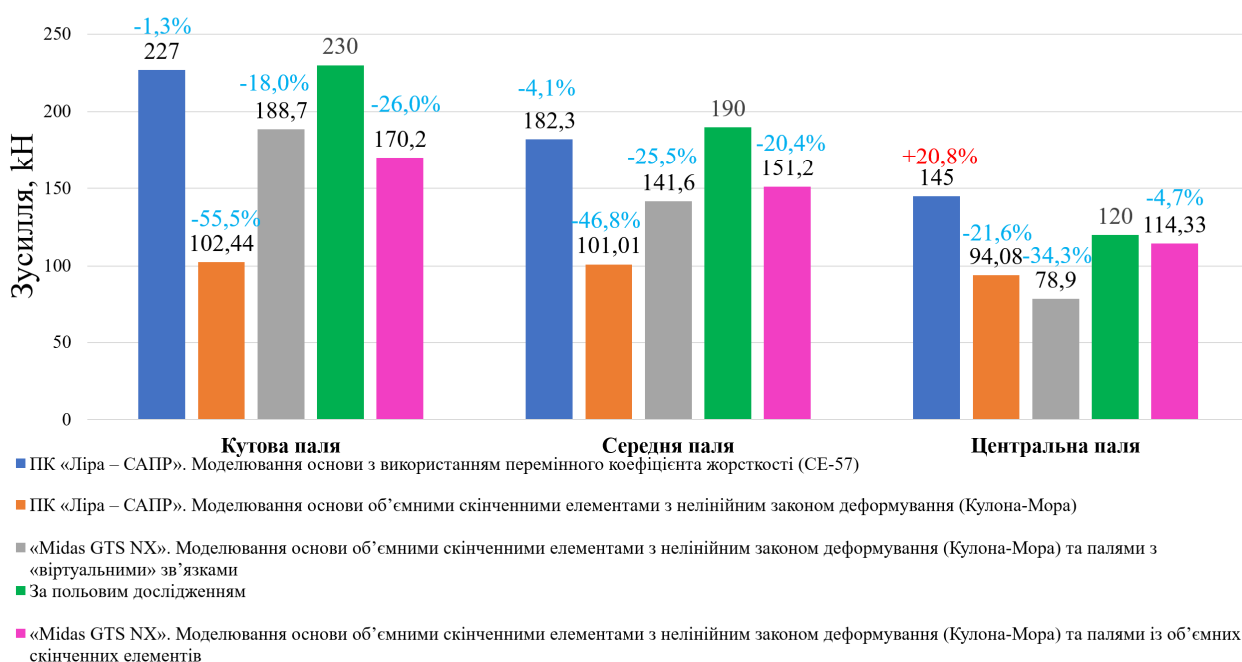


Рис.21. Поздовжні зусилля в дослідних палях в залежності від методу моделювання основи та використаного програмного комплексу. Стадія монтажу VIII.

Fig.21. Longitudinal forces in experimental piles depending on the method of modeling the base and the software used. Stage of montage VIII.

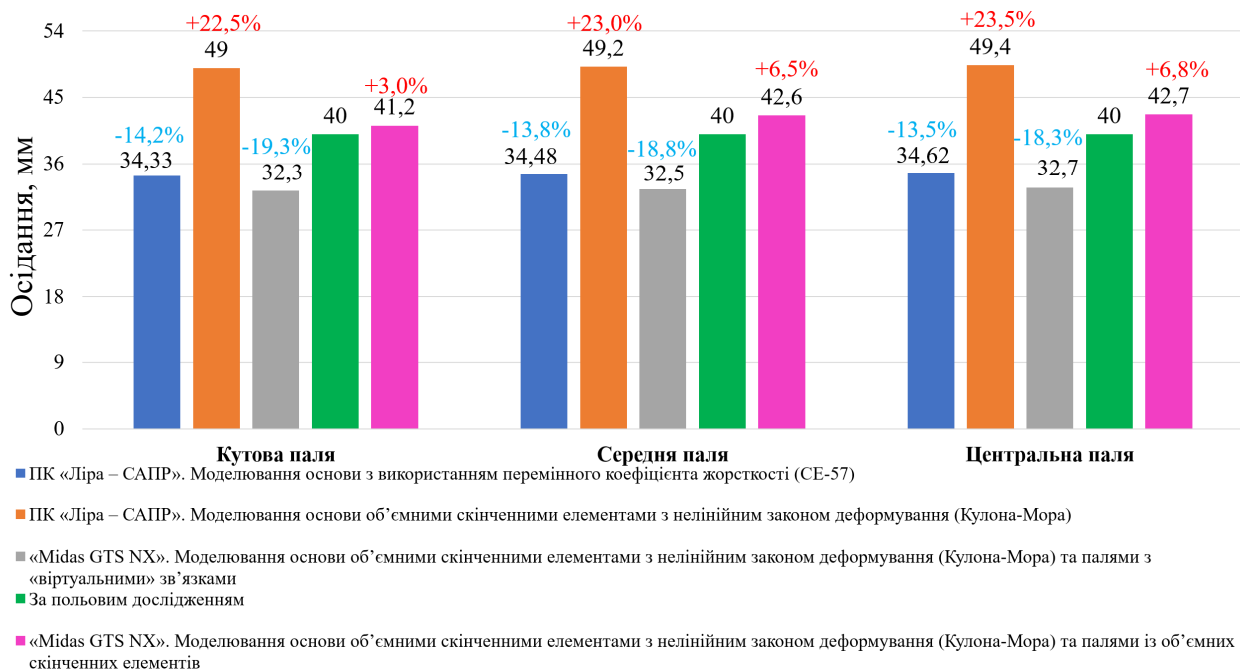


Рис.22. Осідання дослідних паль в залежності від методу моделювання основи та використаного програмного комплексу. Стадія монтажу VIII.

Fig.22. Displacement of experimental piles depending on the method of modeling the base and the software used. Stage of montage VIII.

ВИСНОВКИ

Показано, що вибір програмного комплексу та методу моделювання основи (грунтового середовища) впливає на НДС групи паль.

Моделювання основи з використанням перемінного коефіцієнта жорсткості (СЕ-57) в ПК «Ліра – САПР» призводить до кількісної відмінності отриманих результатів з польовим дослідженням: 1) поздовжні зусилля – 1,3...27% (в середньому 12,65%); 2) осідання – 13,5...14,2% (в середньому 13,83%). Даний метод моделювання є найменш трудозатратним і швидким в розрахунку. Недоліком даного методу моделювання є те, що необхідно для кожної стадії навантаження створювати окрему модель, так як неможливо виконати коректне уточнення (перерахунок) жорсткостей СЕ-57 при зміні навантаження.

Моделювання основи об'ємними скінченними елементами з нелінійним законом деформування (Кулона-Мора) в ПК «Ліра – САПР» призводить до кількісної відмінності отриманих результатів з польовим дослідженням: 1) поздовжні зусилля –

21,6...83,3% (в середньому 55,75%); 2) осідання – 22,5...23,5% (в середньому 23%). Даний метод моделювання вважається еталонним серед вітчизняних проектувальників, в той же час він є доволі трудомістким і необхідно значно більше часу (в порівнянні із попереднім методом) на розрахунок моделі. Недоліком даного методу моделювання є те, що необхідно контролювати коректність розмірів СЕ грунтового середовища та сумісну роботу елементів (щоб вузли палі були зшиті із грунтовим середовищем). Час розрахунку моделі складав 20хв (1200с).

Моделювання основи об'ємними скінченними елементами з нелінійним законом деформування (Кулона-Мора) та паліями з «віртуальними» зв'язками в «Midas GTS NX» призводить до кількісної відмінності отриманих результатів з польовим дослідженням: 1) поздовжні зусилля – 18...80,6% (в середньому 45,62%); 2) осідання – 18,3...19,3% (в середньому 18,8%). Даний метод моделювання є дещо «чорним ящиком», тому що повністю невідомо як працюють «віртуальні» зв'язки та як розраховуються характеристики, що наведено на

рис.12 (формули для розрахунку можна знайти в інтернеті, але їх ще треба «розкручувати»). Моделювання є дещо складнішим ніж в ПК «Ліра – САПР». Перевагою даного програмного комплексу є: можливість створення інтерфейсів на межі контакту елементів із різних матеріалів (ростверк – ґрунт), гарна тріангуляція елементів моделі та контрастні картини результатів. Для розрахунку такої моделі було витрачено 110с, що у 10,9 рази швидше ніж в ПК «Ліра – САПР».

Моделювання основи об'ємними скінченними елементами з нелінійним законом деформування (Кулона-Мора) та палями із об'ємних скінченних елементів в «Midas GTS NX» призводить до кількісної відмінності отриманих результатів з польовим дослідженням: 1) поздовжні зусилля – 4,7...51,8% (в середньому 22,18%); 2) осідання – 3...6,8% (в середньому 5,43%). Даний метод вважається еталонним для моделювання експериментів. Це видно по різниці осідання дослідних паль (близько 5,43%) в порівнянні із експериментом. Даний метод є найбільш трудомістким. До переваг даного методу можна віднести те, що є можливість задати інтерфейси по боковій поверхні палі та під ростверком. Для розрахунку такої моделі було витрачено 11хв (660с), що у 1,8 рази швидше ніж в ПК «Ліра – САПР».

ЛІТЕРАТУРА

1. Бартоломей А.А. Прогноз осадок свайных фундаментов / А.А.Бартоломей, И.М.Омельчак, Б.С.Юшков. – Москва: Стройиздат, 1994. – 378с.
2. 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.
3. 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.
4. Підлуцький В.Л. Взаємодія фундаментної плити з палями різної довжини з ґрунтовою багатопшаровою основою: дис. ... канд. техн. наук: 05.23.02 / Підлуцький Василь Леонідович. – К.: КНУБА, 2013. – 230с.

5. 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.
6. 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.
7. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И. Д. Евзоров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.
8. Бойко І.П. Ідентифікація параметрів ґрунтів на основі результатів натурних випробувань паль / І.П. Бойко, Л.О. Скочко, М.В. Хоронжевський // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2021. – Вип. 42. – С. 9-18.
9. Boyko I. Interaction of piles in field tests / I.Boyko, V.Pidlutskyi, V.Buriak // *2nd Polish-Ukrainian Geotechnical Scientific Seminar. Planning of experiment project «Pile tests – 2019»*. – Zielona Góra, Poland. - 9.10.2018.

REFERENCES

1. Bartolomey A.A., Omelchak I.M., Yushkov B.S. (1994). Prohnoz osadok svaynykh fundamentov [Pile foundation settlement forecast]. Moscow. Stroyizdat, 378. (in Russian).
2. 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: Mizhvidomchyy naukovotekhnichnyy zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 30, 3-8 (in Ukrainian).
3. 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).
4. 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).
5. Sakharov V.O. (2005). Modelyuvannya vzayemodiyi paljovogo fundamentu z

- nelinijnoyu 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).
6. 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.
 7. Gorodetskiy A.S. (2007). Komp'yuternyye modeli konstruktiv [Computer models of constructions]. Kyiv, FAKT, 392 (in Ukrainian)/
 8. Boyko I.P., Skochko L.O., Khoronzhevskiy M.V. (2021). Vyznachennya parametriv gruntu za rezul'tatamy pol'oviykh vyprobuvan' pal' [Identification of soil parameters based on the results of field tests of piles]. *Osnovu i fundamente: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 42, 9-18 (in Ukrainian).
 9. Boyko I., Pidlutskiy V., Buriak V. (2019). Interaction of piles in field tests. *2nd Polish-Ukrainian Geotechnical Scientific Seminar. Planning of experiment project «Pile tests – 2019»*. Zielona Góra, Poland. 9.10.2018.

Determination of the stress-strain state of a group of piles by numerical simulation of their interaction with the base according to field research data

*Viktor Nosenko
Ostap Kashoida*

Summary. Engineers often face the question: - Which software package should be chosen to solve a particular problem? The following software systems are used to solve geotechnical problems: 1) Plaxis; 2) Midas GTS NX; 3) Abaqus; 4) Lira - SAPR. Each of the software packages has certain advantages and disadvantages.

In this study, the software package "Lira - SAPR" and "Midas GTS NX" are used. With the help of which numerical modeling of the interaction of a group of piles with the base was performed, which is described in the experience of Bartolomey A. A. [1].

The stress-strain state was compared, which was obtained using the following variants of the models of the "base - pile foundation" system:

1) software package "Lira-SAPR":

1.1) piles are modeled by single-node finite elements, which are located with a step specified 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);

1.2) the soil environment is modeled by non-linearly deformable volumetric finite elements; piles - rod finite elements.

2) "Midas GTS NX":

2.1) the soil environment is modeled by non-linearly deformable volumetric finite elements; piles - rod finite elements that have a "virtual" connection with the surrounding soil;

2.2) soil environment - similarly; piles - volumetric finite elements with the parameters of reinforced concrete.

It is shown that the choice of the software package and the method of modeling the base affects the stress-strain state of the "base - pile foundation" system.

Modeling the base using the belt stiffness coefficient leads to a quantitative difference between the obtained results and the field study. This modeling method is the least labor-intensive and fast. The disadvantage of this modeling method is that it is necessary to create a separate model for each stage of the load.

Modeling the base with volumetric finite elements with a nonlinear deformation law will disturb the identification of the design parameters of the base, which is quite laborious. The disadvantage of this modeling method is that it is necessary to control the correctness of the dimensions of the finite elements and their joint work.

Keywords. Lira - SAPR, Midas GTS NX, group of piles, numerical modeling, volumetric soil mass, stiffness coefficients.

Інженерна підготовка території в умовах залягання слабого ґрунту

Олег Малишев¹, Андрій Ращенко², Тетяна Диптан³

Київський національний університет будівництва і архітектури

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

¹malyshev.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2804-6217

²raschenko.am@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2948-3232

³dyptan.tv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0003-2852-014X

DOI: 10.32347/0475-1132.43.2021.101-110

Анотація. В сучасних умовах відбувається забудова лісів, парків, родючих ґрунтів, а також знесення застарілих сільськогосподарських конструкцій, будівель та споруд і створення на їх місці нових житлових масивів. Великі міста та населені пункти розширюються за рахунок освоєння під забудову територій, геологічна будова яких є складною. Зокрема, складність обумовлена не тільки низькими значеннями фізико-механічних характеристик ґрунтів, але й особливими властивостями (висока стисливість, вигнивання органічних решток, нерівномірність та тривалість протікання осідання в часі, ін.) [1, 5]. Певна частина території нашої країни представлена заторфованими ґрунтами, які в певній мірі можливо розглядати як корисні копалини, використання яких як основу будівель та споруд не є раціональним та вимагає застосування спеціальних заходів та будівельних робіт.

При проектуванні будівель і споруд у таких інженерно-геологічних умовах необхідно враховувати, що всі види геотехнічних дій з боку деформованої основи на будівлю зводяться в основному до нерівномірних вертикальних та горизонтальних переміщень поверхні основи. З метою забезпечення надійної експлуатації будівлі в таких інженерно-геологічних умовах слід приймати конструктивно-технологічні рішення, які будуть комплексно враховувати складність ділянки та дозволять реалізувати проектне рішення. При цьому, як показує практика проектування та будівництва, досить часто перелічені несприятливі фактори та небезпечні процеси ігноруються, не враховуються або приймаються не коректні рішення по забезпеченню надійності основи.

Для вирішення цієї задачі актуальними за-



Олег Малишев
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Андрій Ращенко
ст. викладач кафедри
геотехніки



Тетяна Диптан
ст. викладач кафедри
геотехніки

лишаються: комплекс сучасних інструментів моделювання (чисельний розрахунок) та натурні спостереження, які дозволяють виконати аналіз результатів та прийняти обґрунтовано вірний (надійний, економічно вигідний) варіант підготовки основи для забезпечення надійної та безпечної експлуатації будівлі чи споруди [2].

Ключові слова. Слабкі ґрунти, торф, консолідація, самоущільнення, нерівномірні деформації, конструктивно-технологічні рішення, напружено-деформований стан, геотехнічний елемент, геотехнічний масив.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Геотехнічні умови багатьох будівельних майданчиків відносяться до найвищої (складної) категорії внаслідок наявності в основі слабких водонасичених ґрунтів [3]. Ці умови є одним із визначальних факторів при виборі конструктивних, технічних, організаційних і технологічних рішень підземної частини будівель з урахуванням можливих негативних наслідків при подальшій експлуатації об'єктів. Влаштування підземних частин будівель потребує врахування комплексу особливостей таких ґрунтів та вимагає застосування належного інженерного захисту. Критерій вибору тієї чи іншої технології будівництва залежить від інженерно-геологічних та гідрогеологічних умов, початкового напружено-деформованого стану ґрунтового масиву, типу огорожувальних конструкцій, наявності прилеглих споруд, послідовності будівництва.

Проблемне питання проектування зводиться до комплексного аналізу всіх визначальних факторів та прийняття оптимального варіанту для кожного окремого випадку будівництва.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В Україні значна частина майданчиків, які обираються для забудови, відносяться до таких, що складені слабкими ґрунтами (водонасичені, заторфовані, замулені та ін.). У вивчення та узагальнення матеріалів інженерно-геологічних досліджень та досвід проектування на таких ґрунтах значний вклад внесли М.Ю. Абелев, Ю.М. Абелев, М.Н. Гольдштейн, А.М. Дранніков, В.Д. Ломтадзе, М.О. Цитович та ін. [6...9].

Аналіз публікацій минулих років дозволяє зробити висновки, що врахують поведінку таких основ:

- при влаштуванні привантаження слабого ґрунту необхідно влаштовувати дренаж; консолідація від привантаження, як правило, завершується через 1,5...2 місяці [6];

- тривалість деформацій привантаженого слабого шару ґрунту залежить від коефіцієнта фільтрації [7];
- розрахункові значення осідання в таких ґрунтових умовах значно нижчі за фактичні [8, 9].

Щодо термінології, прийнятої у нормах [1], для природних основ в складних інженерно-геологічних умовах використовується термін "*слабкі основи*". До них відносять природні основи, складені обводненими ґрунтами, насипи, які можуть мати значні по величині нерівномірні за часом деформації. Для попередження розвитку таких деформацій необхідно враховувати спеціальні конструктивні рішення, які забезпечать нормальну експлуатацію будівлі в подальшому.

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є підтвердження використання конструктивно-технологічних рішень підготовки основи, складеної слабкими ґрунтами з урахуванням вимог норм [1...3] по обмеженню гранично допустимих деформацій в період експлуатації.

Для цього необхідно вирішити основні задачі:

1. Проаналізувати інженерно-геологічні умови, несприятливі процеси та явища майданчика дослідження;
2. Дослідити вплив послідовності підготовки майданчика до будівництва (привантаження, експлуатація, закріплення) на фізико-механічні характеристики ґрунтів основи;
3. Оцінити деформації основи на різних етапах завантаження (підготовки, зведення та експлуатації);
4. Обґрунтувати раціональність використання конструктивно-технологічних рішень на прикладі майданчика діючого автозаправного комплексу.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Дослідний майданчик автозаправного комплексу знаходиться по вул. 1-го Травня в смт Баришівка Броварського району Київської області. До початку будівництва була встановлена [10] геологічна будова майданчика (рис.1). За цими даними:

- автозаправний комплекс зведений на правій надзаплавній терасі р. Трубіж;
- абсолютні позначки поверхні на час вишукувань складали 97.9...98.3 м;
- абсолютні позначки автомобільної дороги, впритул до якої розташований майданчик складали близько 100 м;
- до позначок 92.5...93.7 м залягають слабкі ґрунти болотного походження:

ІГЕ-1 –рослинний шар потужністю до 0.4 м; ІГЕ-2 – торф, потужністю до 4 м; ІГЕ-3 –пластичний та текучий супісок, потужністю до 1.5 м. Ця товща покриває алювіальні дрібні піски середньої щільності ІГЕ-4, потужністю більше 6 м.

Інженерно-геологічні умови майданчика відносяться до категорії III-ї – умови складні, де переважаючими критеріями є наявність потужної товщі слабких ґрунтів та підтоплення ділянки [3] (рис. 1). Для забезпечення можливості нормального в'їзду-виїзду з території АЗК в період експлуатації, проектною організацією було прийнято рішення підвищити планувальні позначки підсипкою на висоту до 3.0 м (рис. 2) та обрати пальовий варіант фундаменту для споруди АЗК, де основою для паль прийнято пісок ІГЕ-4. Це одночасно мало захистити територію від впливу небезпечних явищ в період весняних паводків.

Таке конструктивно-технологічне рішення з влаштування вертикального дренажу з піщаного ґрунту мало б прискорити процес консолідації та дозволило б швидше відфільтровуватися воді з водонасиченого ґрунту. Осідання шару торфу від привантаження протягом одного року прогнозувалося на величину 10...12 см [1].

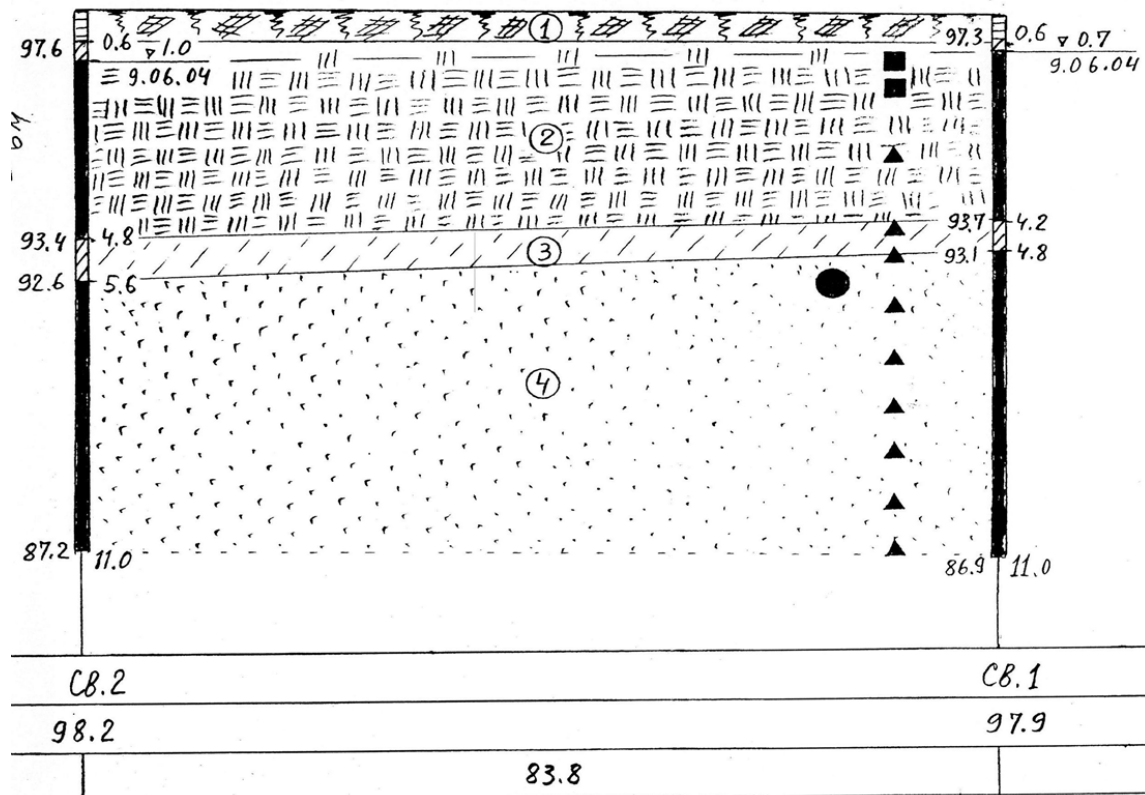


Рис. 1. Інженерно-геологічний розріз в межах АЗК (за даними Технічного звіту, 2004 р. [10]).

Fig. 1. Engineering-geological section within patrol station (according to the Technical Report, 2004 [10]).

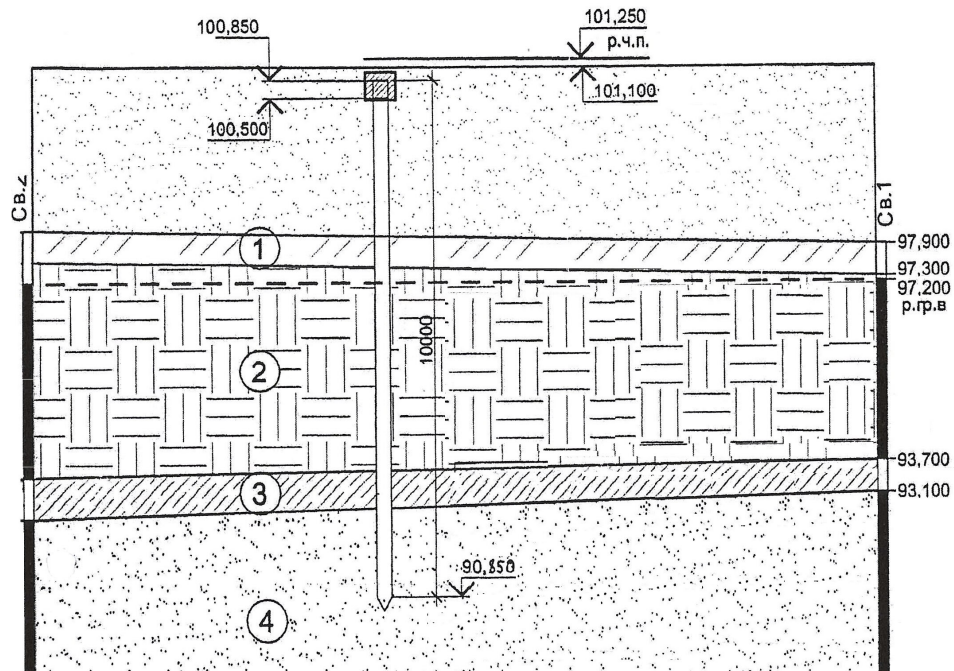


Рис. 2. Інженерно-геологічний розріз з планувальною підсипкою (2016 р. [11]).
Fig. 2. Engineering-geological section with planning backfill (2016 [11]).

Однак, при виконанні будівельних робіт, привантаження влаштовувалось на рослинний шар, що не був зрізаний, а сам піщаний насип влаштовувався без належного ущільнення. Після завершення будівництва в процесі експлуатації АЗК активно проявились значні нерівномірні незатухаючі деформації, що привели до осідання та викривлення поверхні на величину від 5...9 до 27...32 см. Будівля операторської, виносні опори навісу та заправні колонки, що зведені на пальових фундаментах, не постраждали.

Обстежуваними та вишукувальними роботами [11] були встановлені основні причини деформацій покриття майданчика:

- а) ущільнення торфу під дією привантаження насипними ґрунтами;
- б) самоущільнення в часі шару привантаження;
- в) додаткова динамічна дія від рухомого транспорту на пухкі неуцільнені піски;
- г) додаткове замочування атмосферними опадами через місця руйнувань системи місцевого водовідведення, що було пошкоджене при осіданні основи.



Рис. 3. Деформації території біля будівлі АЗК.
Fig. 3. Territory deformations around patrol station building.

Процеси деформацій по майданчику носили масовий характер (рис.3), а за прогнозом [11] вони мали б бути незатухаючими.

Тому власником було прийнято рішення про закріплення ґрунтової основи в межах майданчика (рис. 4).

Серед запропонованих методів найбільш швидким та таким, що не потребував виконання значних обсягів земляних робіт був запропонованим метод ін'єктування всієї території комплексу із створенням нового геотехнічного масиву (ГМ).

Закріплення основи виконувалось через ін'єктор діаметром 50 мм, де під високим тиском на глибину 9 м від існуючої поверхні закачувався складний розчин з компонентами: цемент, вода, рідке скло (гелеокомпозит). Такий новоутворений штучний геотехнічний елемент (ГЕ) додатково армувався стрижнем композитної арматури діаметром 10 мм.

Перевірка якості закріпленої ґрунтової основи виконувалась польовими дослідженнями за допомогою динамічного зондування за методикою норм [4]. Дослі-

дження виконувалось через 15...25 діб після закінчення ін'єктування [12]. Виконавцем робіт з підсилення основи додатково відбирались зразки матеріалів ін'єктування для їх випробування у лабораторії

Контроль виконувався по площі майданчика у два етапи:

під час першого етапу уточнювалися механічні характеристики ґрунтів майданчика зондуванням ґрунтів;

під час другого етапу контролювався стан основи після її закріплення ін'єктуванням:

- виконувалось динамічне зондування ГМ навколо ГЕ;
- контролювалась міцність закріпленого стовбура неруйнівним методом;
- відбирались керни з тіла ГЕ для визначення у лабораторії граничного опору матеріалу та його класу.

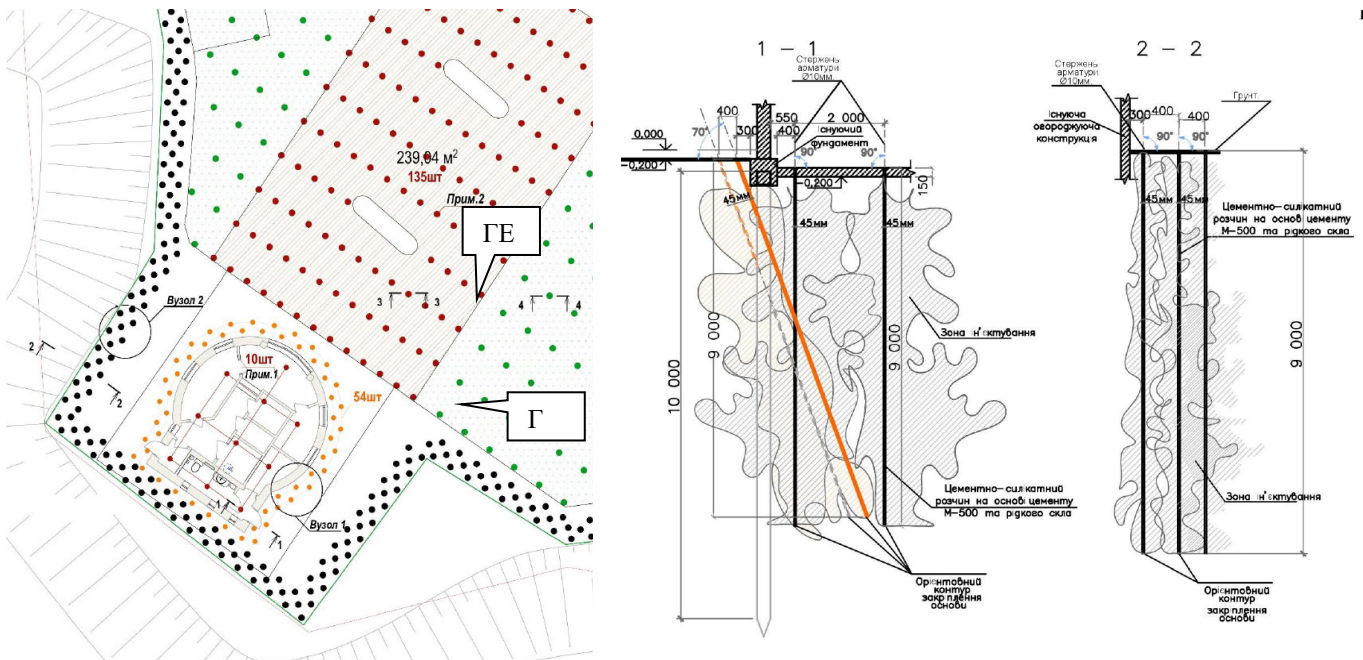


Рис.4. Підсилення ґрунтової основи методом ін'єктування (2017 р. [13]).

Fig.4. Strengthening the soil base by injection method (2017 [13]).

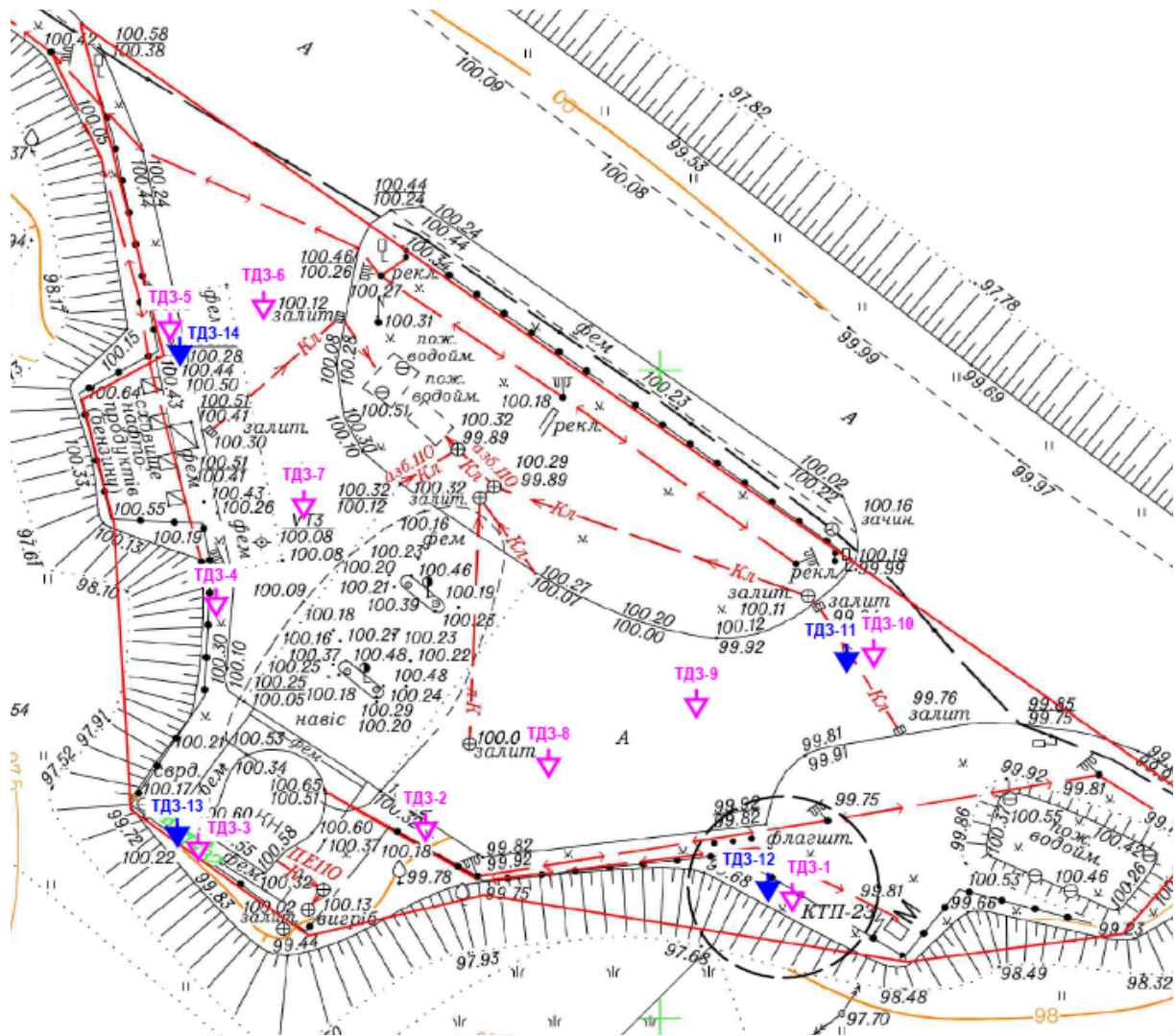


Рис. 5. Схема розташування точок контролю (2017 р. [12]).

Fig. 5. Control points location scheme (2017 [12]).

За результатами польових (для ГМ) та лабораторних (для ГЕ) випробувань встановлено:

- матеріал новоутвореного ГЕ діаметром 74...75 мм відповідає класу міцності C5/7.5;
- щільність скелету ґрунту навколо ГЕ по всій глибині ін'єктування складає: $\rho_d \geq 1.20...1.35$ г/см³. Це значно більше величин щільності скелету торфу у природному стані: $\rho_d = 0.47$ г/см³ за звітом [11] та $\rho_d = 0.89...1.37$ г/см³ за результатами динамічного зондування [12].

Приклад журналу польових досліджень ГМ динамічним зондуванням наведено на рис. 6.

Результати зондування [12] підтвердили ефективність прийнятого рішення щодо методу підсилення основи.

Зведені результати досліджень ґрунтової основи протягом різних років наведені у таблиці 1.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

На основі аналізу інженерно-геологічних умов майданчика та прийнятих проектних рішень щодо будівництва та експлуатації майданчика АЗК, зроблені наступні висновки:

1. Майданчик характеризується складними інженерно-геологічними умовами, де в ґрунтовій товщі присутні слабкі ґрунти (торф) значної потужності.
2. На етапі виконання інженерних вишукувань до початку будівництва призначення нормативних та розрахункових показників ґрунтів за табличними значеннями привело до їх завищення, а для слабого шару показник щільності скелету ґрунту був завищений майже в три рази. До цього додалися помилки при проектуванні (при розробці проекту не були враховані явища самоущільнення слабого шару від дії додаткового корисного привантаження) та помилки при виконанні будівельних робіт (рослинний шар не зрізався, насип відсипався без належного ущільнення).
3. Розвиток значних нерівномірних деформацій території комплексу привів до виведення його зі стану нормальної експлуатації. Нерівномірні незатухаючі деформації досягали величин 27...32 см.
4. Прийняте рішення про закріплення основи ін'єктуванням стабілізувало осідання масиву ґрунту на території комплексу та дозволило відновити його експлуатаційну придатність. Ефективність робіт із інженерної підготовки території АЗК підтверджується контролем якості закріпленої основи та нормальною експлуатацією об'єкта більше чотирьох років.

ЛІТЕРАТУРА

1. Будівлі і споруди в складних інженерно-геологічних умовах. ДБН В.1.1-45:2017. – [Чинний від 2017-09-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2017. – 35с.
2. Основи та фундаменти споруд. ДБН В.2.1-10-2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 82с.
3. Інженерні вишукування для будівництва. ДБН А.2.1-1-2008. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 76с.
4. Ґрунти. Методи польових випробувань статичним і динамічним зондуванням. ДСТУ Б В.2.1-9:2016 – [Чинний від 2017-04-01]. – К.: ДП "Державний дорожній науково-дослідний інститут імені М.П. Шульгіна" (ДП "ДерждорНДІ"), 2017.
5. Rashchenko A. The Main Features of Hydraulic Fill Soils and River Dnieper Alluvial Deposits in the Kyiv Region. / A. Rashchenko, T. Dyptan, O. Malyshev // *Civil and Environmental Engineering Reports*. Vol. 30, no. 4. – pp. 72–89.
6. Новиков М.Ф. Опыт проектирования намыва территорий под застройку на водопроницаемое и заторфованное основание. / М.Ф. Новиков, А.Л. Спивак, Н.В. Вязова // *Основания и фундаменты*. – К.: КИСИ. – 1988. – Вып. 21. – С. 57-59.
7. Бойко И.П. Деформации оснований земляных сооружений на илах оз. Сиваш. / И.П. Бойко, Г.М. Зарецкий, Л.Е. Уралова // *Основания и фундаменты*. – К.: КИСИ. – 1977. – Вып. 10. – С. 7-9.
8. Степаненко Г.П. Осадки намывной дамбы на слабых грунтах. / Г.П. Степаненко, А.Н. Спанцирети, И.О. Кошелева. // *Основания и фундаменты*. – К.: КИСИ. – 1989. – Вып. 22. – С. 82-86.
9. Розенфельд И. А. К вопросу о прогнозе осадок сооружений на сильносжимаемых основаниях. / И.А. Розенфельд // *Основания и фундаменты*. – К.: КИСИ. – 1971. – Вып. 4. – С. 82-86.
10. АЗС по вул. 1-го Травня у смт Баришівка, Київської області. Технічний звіт по інженерно-геологічних вишукуваннях. ПКТІ "ЄвроУкрпроект", Київ, 2004.
11. Об'єкт за адресою: вул. 1-е Травня, 1-А в смт Баришівка Київської області. Робочий проект. Інженерно-геологічні вишукування. Технічний звіт. 36259541-21/09.2016-00-00. ТОВ "Інженербудпроект", Київ, 2016.
12. Автозаправний комплекс вул. 1-го Травня, в смт Баришівка Баришівського району Київської області. Геотехнічні роботи. Результати контролю стану закріпленої ґрунтової основи. ТОВ "ЗБК-ЦЕНТР", 321017-В, Київ, 2017.
13. Підсилення ґрунтової основи для АЗС, методом ін'єктування гелекомпозитом, що

розміщена за адресою: вул. 1-ше травня, 1а, смт. Баришівка, Київська обл. Проект. ТОВ "Експрес Технології Ін'єктування", 25-17, Київ, 2017.

REFERENCES

1. Budivli i sporudy v skladnykh inzhenerno-heolohichnykh umovakh. DBN V.1.1-45:2017. (2017). Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 35 (in Ukrainian).
2. Osnovy ta fundamenti sporud. DBN V.2.1-10-2009. (2009). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 82 (in Ukrainian).
3. Inzhenerni vyshukuvannya dlya budivnytstva. DBN A.2.1-1-2008. (2008). Kyiv: Minrehionbud Ukrayiny, 76 (in Ukrainian).
4. Grunty. Metody pol'ovyykh vyprobuvan' statychnym i dynamichnym zonduvanniam. DSTU B V.2.1-9:2016 (2017). Kyiv, (in Ukrainian).
5. Rashchenko A., Dyptan T., Malyshev O. (2020). The Main Features of Hydraulic Fill Soils and River Dnieper Alluvial Deposits in the Kyiv Region. *Civil and Environmental Engineering Reports*. 30 (4), 72—89 (in English).
6. Novikov M.F., Spivak A.L., Vyazova N.V. (1988). Opyt proyektirovaniya namyva territoriy pod zastroyku na vodopronitsayemoye i zatorfovannoye osnova-niye [Experience in designing the alluvium of territories for development on a permeable and peaty base]. *Osnovaniya i fundamenti*. – Kyiv: KISI, 21, 57-59 (in Russian).
7. Boyko I.P., Zaretskiy G.M., Uralova L.Ye. (1977) Deformatsii osnovaniy zemlyanykh sooruzheniy na ilakh oz. Sivash [Deformations of the foundations of earthen structures on the silts of the lake. Sivash]. *Osnovaniya i fundamenti*. – Kyiv: KISI, 10, 7-9 (in Russian).
8. Stepanenko G.P., Spantsireti A.N., Kosheleva I.O. (1971). Osadki namyvnoy damby na slabykh gruntakh. [Sediments of an alluvial dam on soft soils] *Osnovaniya i fundamenti*. – Kyiv: KISI, 22, 82-86 (in Russian).
9. Rozenfel'd I. A. (1971) K voprosu o prognoze osadok sooruzheniy na sil'noszhimayemykh osnovaniyakh [To the question of forecasting the settlement of structures on highly compressible foundations] / *Osnovaniya i fundamenti*. – Kyiv: KISI, 4, 82-86 (in Russian).
10. AZS po vul. 1-ho Travnnya u smt Baryshivka, Kyyivs'koyi oblasti (2004). Tekhnichnyy zvit po inzhenerno-heolohichnykh vyshukuvannyakh. PK-TI "YevRoUkrproekt", Kyiv (in Ukrainian).
11. Ob'yekt za adresoyu: vul. 1-e Travnnya, 1-A v smt Baryshivka Kyyivs'koyi oblasti (2016). Robo-chyy proekt. Inzhenerno-heolohichni vyshu-kuvannya. Tekhnichnyy zvit. 36259541-21/09.2016-00-00. TOV "Inzhenerbudpro-ekt", Kyiv (in Ukrainian).
12. Avtozapravnyy kompleks vul. 1-ho Trav-nya, v smt Baryshivka Baryshiv'skoho rayo-nu Kyyivs'koyi oblasti (2017). Heotekhnichni roboty. Rezul'taty kontrolyu stanu zakriplenoyi hruntovoyi osnovy. TOV "ZBK-TSENTR", 321017-V, Kyiv (in Ukrainian).
13. Pidsylennya gruntovoyi osnovy dlya AZS, metodom in'yektuvannya heleokompozitom, shcho rozmishchena za adresoyu: vul. 1-she tra-vnya, 1a, smt. Baryshivka, Kyyivs'ka obl. Proekt (2017). TOV "Ekspres Tekhnolohiyi In'yektuvannya", 25-17, Kyiv (in Ukrainian).

Engineering preparation of the territory in conditions of laying soft soil

Oleg Malyshev,
Andrii Rashchenko,
Tetiana Dyptan

Summary. At present, in large cities, cities - millionaires, there is a tendency to build a large volume of residential multi-storey buildings entertainment complexes on undeveloped, free from construction areas of urban territory. Large cities and settlements are expanding due to the development of areas for buildings. The geological structure of this areas is difficult. In particular, the complexity is due not only to low values of physical and mechanical characteristics of soils, but also to special properties (high compressibility, decay of organic residues, unevenness and duration of sedimentation over time, etc.) [1, 5]. A certain part of the territory of our country is represented by peat soils, which to some extent can be considered as minerals, the use of which as a basis for buildings and structures is not rational and requires the use of special measures and construction works.

When designing buildings and structures in such engineering and geological conditions, it is necessary to take into account that all types of

geotechnical actions on the part of the deformed base on the building are reduced mainly to uneven vertical and horizontal deformations of the base surface. In order to ensure reliable operation of the building in such engineering geological conditions, it is necessary to make structural and technological decisions that will comprehensively take into account the complexity of the site and allow to implement the design solution.

At the same time, practice of design and construction shows, quite often the listed unfavorable factors and dangerous processes are ignored, not taken into account or incorrect decisions are made to ensure the reliability of the basis.

To solve this problem, the following tasks are relevant: a set of modern modeling tools (numerical calculation) and field observations, which allow you to analyze the results and take a reasonably correct (reliable, cost-effective) version of the base preparation for buildings or structures [2] to ensure reliable and safe operation of the building or structure.

Key words. Weak soils, peat, consolidation, self-compaction, uneven deformations, structural and technological solutions, stress-strain state, geotechnical element, geotechnical array.

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 43

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, Олександр Гаврилюк
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 20.12.2021. 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 43

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, Oleksandr Gavryliuk
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 20.12.2021. 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