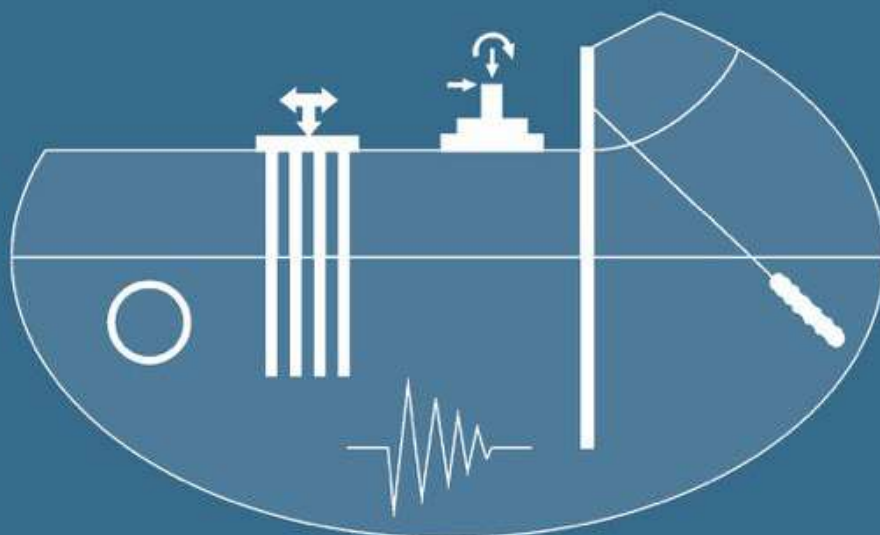


DOI:10.32347/0475-1132.49.2024

ISSN 0475-1132 (PRINT)

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ БУДІВНИЦТВА
І АРХІТЕКТУРИ

KYIV NATIONAL UNIVERSITY
OF CONSTRUCTION AND
ARCHITECTURE



ОСНОВИ ТА
ФУНДАМЕНТИ

BASES AND
FOUNDATIONS

НАУКОВО-ТЕХНІЧНИЙ
ЗБІРНИК

SCIENTIFIC AND TECHNICAL
JOURNAL

ВИПУСК

49

ISSUE

2024

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

КИЇВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА І АРХІТЕКТУРИ

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 49

Заснований 1968 року

За редакцією Ігоря Бойка

КИЇВ 2024

Науково-технічний збірник «**Основи та фундаменти**». Випуск 49. За загальною редакцією Ігоря Бойка. К.: КНУБА, 2024. 126 с. DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024

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
Людмила Бондарева,	Україна - відп. секретар	Олександр Сахаров,	Україна
Віктор Носенко	Україна	Володимир Седін,	Україна
Юрій Винников,	Україна	Олександр Трофимчук,	Україна
Михайло Дубровський,	Україна	Вальдемар Шайна,	Польща
Микола Корнієнко,	Україна	Рольф Катценбах,	Німеччина

Рекомендовано до видання рішенням Вченої ради Київського національного університету будівництва і архітектури, протокол № 27 від 29.11.2024 року.

Редактор набору: Людмила Бондарева
Дизайн обкладинки: Віталій Ручківський
Лінгвістичний консультант: Тетяна Диптан

УДК 624.15

ББК 38.58

О-75

© Київський Національний
університет будівництва і
архітектури, 2024

Адреса редакції: к.109, к.121, КНУБА, просп. Повітряних Сил, 31, Київ, Україна, 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 49

Established in 1968

Edited by Igor Boyko

KYIV 2024

Scientific edition
ISSN 0475-1132 (Print)

Certificate of state registration
KB № 4038 від 14.02.2000

Scientific and Technical Journal «**Bases and foundations**». Issue 49. Edited by Igor Boyko.
K. KNUCA, 2024. 126 p. DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024

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 - managing editor	Volodymyr Sakharov,	Poland
Liudmyla Bondareva,	Ukraine - executive secretary.	Oleksandr Sakharov,	Ukraine
Viktor Nosenko	Ukraine	Volodymyr Sedin,	Ukraine
Yuriy Vynnykov,	Ukraine	Oleksandr Trofymchuk,	Ukraine
Michael Doubrovsky,	Ukraine	Waldemar St Szajna,	Poland
Mykola Kornienko,	Ukraine	Rolf Katzenbach,	Germany

Recommended for publication by the resolution of the Academic Council of the Kyiv National University of Construction and Architecture, protocol No. 27 from 29.11.2024

Typeset: Liudmyla Bondareva
Cover design: Vitalii Ruchkivskyi
Linguistic consultant: Tetiana Dyptan

UDK 624.15

BBK 38.58

O-75

© Kyiv National University of
Construction and Architecture, 2024

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

ПЕРЕДМОВА

Наступний рік є особливим, бо наступають ювілейні дати в житті колективу Київського національного університету будівництва і архітектури (КНУБА), який в травні відзначатиме своє 95-річчя з дня його заснування в 1930 році. Разом з університетом колектив кафедри геотехніки (спочатку кафедра «основи і фундаменти») відзначатиме її 80-річчя з дня її створення в 1945 році.

Звертаюся до випускників нашої кафедри з метою поділитися досвідом створення відповідальних геотехнічних об'єктів в ювілейному випуску міжвідомчого науково-технічного збірника за номером 50, який видається з 1968р. Ваш досвід стане у нагоді в період відновлення геотехнічних об'єктів України.

Ігор Бойко,
д.т.н., професор,
Відповідальний редактор,
Професор кафедри Геотехніки

ЗМІСТ

Ігор Бойко, Віктор Носенко, Олег Кривенко <i>Врахування піддатливості стиків панелей будинку із збірного залізобетону при аналізі зусиль у конструкціях фундаменту'</i>	9-22
Віктор Носенко, Артур Маламан, Павло Сорока <i>Моніторинг за деформаціями огородження глибокого котловану та оточуючих будинків в умовах щільної міської забудови</i>	23-32
Василь Беган, Людмила Бондарева <i>Дослідження впливу методики розрахунку підпірних стін на розподіл зусиль у конструкціях і їх переміщення.</i>	33-42
Вероніка Жук, Остап Кашоїда, Олександр Гаврилюк <i>Моделювання взаємодії палі з ґрунтовим середовищем з використанням нелінійної математичної моделі з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора</i>	43-54
Дмитро Нечипоренко, Віктор Носенко <i>Принципи побудови числових моделей для дослідження впливу імпульсних навантажень на заглиблені споруди</i>	55-61
Віталій Ручківський <i>Дослідження впливу нового будівництва на напружено-деформований стан ґрунтової основи фундаментів існуючої забудови</i>	62-68
Олександр Литвин <i>Оцінка взаємодії будівлі з основою методом скінченних елементів із використанням даних компресійних випробувань ґрунтів</i>	69-76
Олександр Махиня, Євгеній Галенко <i>Теоретичні дослідження монтажної ваги армовидавлювальних конструкцій</i>	77-85
Микола Корзаченко, Максим Болотов, Юрій Шеремет, Роман Лужецький <i>Геотехнічний моніторинг лікарні м. Чернігова</i>	86-94
Олександр Новицький, Євгеній Скрипка <i>Визначення модулю деформації ґрунтоцементу лабораторними методами при вишукуванні для будівництва.</i>	95-103
Мані Родольф Ндінга <i>Геотехнічні розрахунки при проектуванні основ і фундаментів будівель у центральній Африці</i>	104-112

ДЛЯ НОТАТОК

Врахування піддатливості стиків панелей будинку із збірною залізобетону при аналізі зусиль у конструкціях фундаменту

Ігор БОЙКО¹, Віктор НОСЕНКО², Олег КРИВЕНКО³

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

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

² nosenko.vs@knuba.edu.ua, orcid.org/ 0000-0002-8261-1846

³ kryvenko.oo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1999-2770

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.9-22

Анотація. З розвитком міст зростає тенденція до зведення багатоповерхових будинків. Головною причиною є щільна міська забудова та зростаюча вартість землі. Серед найрозповсюджених матеріалів для будівництва багатоповерхових будинків є монолітний залізобетон. Монолітні конструкції дозволяють архітекторам вільно проектувати внутрішній простір, а також більш рівномірно розподіляти зусилля у елементах каркасу і будинок працює як одна жорстка конструкція. У той же час зведення монолітних конструкцій потребує значних затрат часу на зведення та висококваліфікованого контролю за якістю виконання монолітних робіт. Тому для пришвидшення темпів будівництва застосовують конструкції із збірною залізобетону.

В роботі представлено результати числового моделювання взаємодії елементів системи «грунтова основа-фундамент-надземна конструкція» з врахуванням жорсткості стиків між стіновими панелями.

Виконано порівняння числового моделювання панельного будинку за двома принциповими схемами: А) без врахування жорсткості (піддатливості) стиків панелей; Б) з врахуванням жорсткості стиків панелей. До того ж кожна із цих схем включала три варіанти інтерпретації роботи стиків панелей (підсхеми): 1) без врахування роботи вертикальних швів панелей; 2) панелі з'єднані шарнірно, тобто вертикальні шви сприймають тільки горизонтальні зусилля; 3) панелі з'єднані жорстко.

Досліджено вплив врахування жорсткості горизонтальних та вертикальних стиків на перерозподіл зусиль у палях при моделюванні крунопанельного будинку.



Ігор БОЙКО
професор кафедри
геотехніки,
д.т.н.



Віктор НОСЕНКО
завідувач кафедри
геотехніки, доцент,
к.т.н.



Олег КРИВЕНКО
асистент кафедри
геотехніки

Виявлено, що при відсутності вертикального з'єднання панелей (порівняння схем А та Б за вар.1) вплив задання жорсткості горизонтального стика дає розбіжність у результатах до 8%.

Показано, що при врахуванні шарнірного з'єднання панелей по вертикалі (порівняння схем А та Б за вар.2) врахування відповідної жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у результатах в межах 10%.

Встановлено, що при жорсткому з'єднанні панелей між собою (порівняння схем А та Б за вар.3) врахування жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у результатах до 10%.

Ключові слова. числове моделювання, пальовий фундамент, контактний стик, жорсткість, піддатливість.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Під час проектування будівель інженери прагнуть мінімізувати відносні осідання фундаментних конструкцій. Зменшення відносних осідань можна досягти шляхом забезпечення більш рівномірного розподілу зусиль під вертикальними несучими елементами будівлі. Це, у свою чергу, реалізується за рахунок підвищення жорсткості просторового каркаса.

Такий підхід доволі легко досягається в монолітних залізобетонних конструкціях, де плити та вертикальні елементи створюють єдину жорстку систему. Однак у збірному залізобетоні, де конструктивні елементи з'єднуються між собою розчином і закладними деталями, забезпечити рівномірний розподіл зусиль значно складніше. Це пов'язано по-перше із роботою самого з'єднання збірних елементів (стика), а по-друге із тим, що є самонесучі панелі, так і несучі панелі на які спираються плити перекриття (тобто під стінами виникають нерівномірні зусилля).

При числовому моделюванні на жорсткість будинку дуже сильно впливає як саме змодельовані горизонтальні та вертикальні стики стінових панелей. Можна розглянути три основні схеми числового моделювання стиків:

- 1) стики панелей по вертикалі відсутні (мається на увазі, що через вертикальні стики навантаження між панелями не передаються, а по горизонталі стики жорстко з'єднані);
- 2) стики панелей шарнірно з'єднані по вертикалі (зусилля передаються у вертикальних швах тільки у горизонтальній площині, а горизонтальні стики – сприймають всі три лінійні переміщення);
- 3) стики панелей жорстко з'єднані (вважається, що всі стики мають жорсткість близьку до моноліту).

Але вище вказані схеми інтерпретації числового моделювання стиків не враховують жорсткість цих стиків: для горизонтального стика піддатливість розчину (закладні деталі не враховано в запас міцності); для

вертикального - піддатливість закладних деталей та з'єднувальної пластини (розчин не враховано в запас міцності).

Тому питання впливу врахування піддатливості і відповідно жорсткості стиків на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій є актуальним.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженням роботи елементів збірного залізобетону є у публікації Доброхлопа М.І., Хохліна Д.О. [1]. При підготовці даної публікації були використані попередні дослідження Бойка І.П., Кривенка О.А. [2], Носенка В.С., Кашоїди О.О. [3, 6], а також Носенка В.С., Кривенка О.А. [2, 4] у яких розкриваються питання впливу технології влаштування паль та жорсткості каркасу будівель із збірного залізобетону на-пружено-деформований стан системи «основа – фундамент – надземна конструкція». У даній статі проведені порівняння отриманих результатів із напрацюваннями котрі відображені у попередній публікації Кривенка О.А. [5].

МЕТА РОБОТИ

Дослідити вплив методи врахування жорсткості стиків великопанельного будинку із збірного залізобетону при числовому моделюванні напружено-деформованого стану системи «грунтова основа-фундамент-надземна конструкція» на перерозподіл зусиль у пальовому фундаменті.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

В якості тестового об'єкту у роботі розглянуто трьох секційний 16-ти поверховий великопанельний житловий будинок з підземним поверхом. Несучий каркас будинку(стіни та плити перекриття) представлений із збірного залізобетону. Товщина стін кожної секції у підвальному поверсі складає 300мм під зовнішні та 250мм під внутрішні стіни. Починаючи із 1-го поверху та вище товщина стінових панелей становить 160мм. Плити перекриття виконані із збірних плит товщиною 220мм (місцями присутні

монолітні ділянки). Фундаменти секцій розділені між собою деформаційними швами і представляють собою ростверки висотою 1 м, що відповідно розміщені у вигляді стрічок під кожною із стінових панелей. Пальове поле із бурин'єкційних паль діаметром 0,62 м та довжиною 14,5 м у кількості 259 шт. Також необхідно зазначити, що несуча здатність палі залежить не тільки від ґрунтів, а від дотримання технології влаштування. В даній роботі розрахункова несуча здатність палі довжиною 14,5 м за результатами випробування статичним вдавлюючим навантаження становить 250 т.

Ґрунтові умови будівельного майданчику представлені наступними шарами ґрунтів:

- ІґЕ-1б – насипний ґрунт з включеннями щебню, будівельного сміття 5-10 %, супісок піщанистий, з лінзами піску (залягає з поверхні вище верху палі);
- ІґЕ-3б – пісок пилюватий з тонкими прошарками супіску пластичного 5-10%, середньої щільності;
- ІґЕ-5б – суглинок тугопластичний;
- ІґЕ-6 – глина напівтверда.

У лабораторних умовах було визначено фізико-механічні властивості ґрунтів, які наведені у табл.1.

Табл. 1. Фізико-механічні властивості ґрунтів
Table 1. Physical and mechanical properties of the soils

Питома вага γ , кН/м^3	Коеф. Пуасона	Кут внутр. тертя, $^\circ$	Питоме зчеплення, кПа	Модуль деформації, МПа
	ν	ϕ		
ІґЕ – 1б (насипний ґрунт)				
18,7	-	-	-	-
ІґЕ – 3б (пісок пилюватий, серед. щільності)				
17,3	0,3	32	2	25
ІґЕ – 5б (суглинок тугопластичний)				
19,6	0,38	10	53	21
ІґЕ - 6 (глина напівтверда)				
19,9	0,42	11	125	40

Схему заглиблення бурин'єкційних паль в ґрунт представлено на рис.1. З розрізу видно, що палі спираються на ІґЕ-3б та ІґЕ-6.

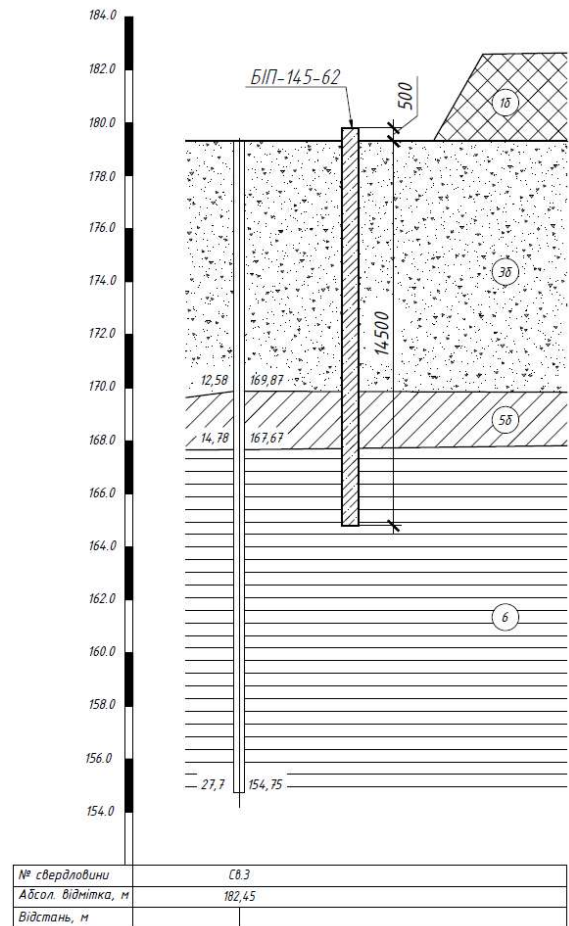


Рис.1. Посадка бурин'єкційної палі на інженерно-геологічний розріз.

Fig.1. Placement of a continuous flight auger pile on the engineering-geological cross-section.

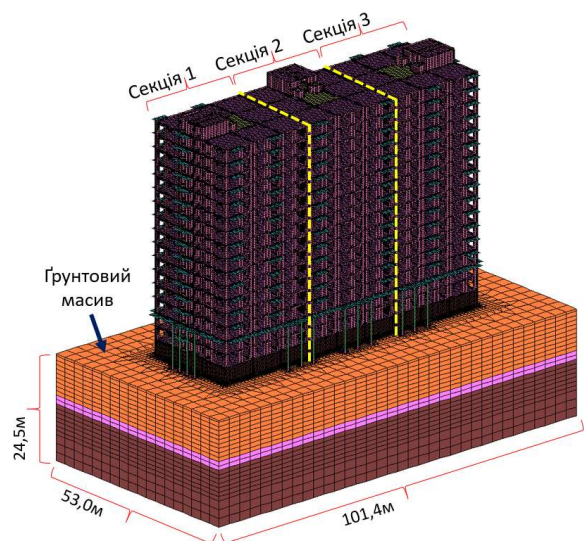


Рис.2. Розрахункова скінчено-елементна модель будинку.

Fig.2. Computational finite element model of the building.

На рис.2 відображено розрахункову скінчено-елементну модель будинку разом із ґрунтовим масивом, що має форму паралелепіпеда з розмірами 53x101,4x24,5м. В плані ґрунтовий масив має розмір сітки від 0,25 м (в межах ростверків) і до 3,0 м (на межі ґрунтового масиву). Стосовно самої будівлі то крок триангуляції для конструктиву наступний: ростверки 0,25 м; стіни підвалу 0,3 м; всі інші панелі та плити 0,4 м.

Для того спрощення представлення результатів моделювання було проведено числову наскрізну нумерацію стінових панелей підвального поверху (дивись рис.3).

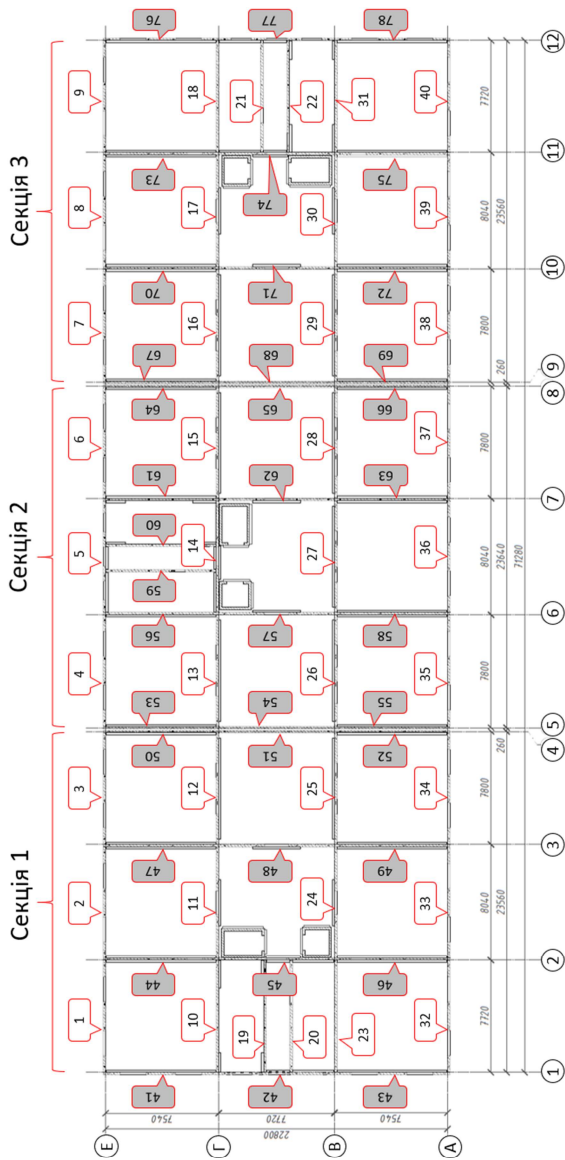


Рис.3. Нумерація стін підвалу для подальшого аналізу зусилля в оголовках паль.
 Fig.3. Numbering of basement walls for further analysis of forces in pile heads.

В даній статті порівнюються зусилля в оголовках паль при двох базових постановках моделювання стикування панелей: лінійна, без використання жорсткості стиків (дивись публікацію [7]); нелінійна, з використанням жорсткості стиків (використання команди «Стик» у ПК «САПФІР-3D»).

У розрахунках великопанельних будинків бажано враховувати піддатливе з'єднання елементів (панелей) у місцях їх перетину-стиків. Розрахункова модель великопанельного будинку являє собою систему дисків-панелей, які поєднані між собою пружними зв'язками. Жорсткість зв'язків визначається на основі піддатливості відповідного типу стика.

Примітка: далі у розрахунках всі жорсткісні характеристики стиків (горизонтальні та вертикальні стики) визначені при дії короточасних навантажень, тобто без врахування повзучості шва (ϕ_τ) та повзучості бетону плити (панелі) (ϕ_b).

РОЗРАХУНОК ЖОРСТКОСТІ ГОРИЗОНТАЛЬНОГО СТИКА

Коефіцієнт піддатливості горизонтального стика при стиску λ – є базовою величиною що характеризує піддатливість з'єднання і має розмірність $\text{мм}^3/\text{Н}$. Знаючи величину λ і висоту стика h_{st} ми можемо отримати залежність між нормальними напруженнями та лінійною деформацією (графік $\epsilon = f(\sigma)$ що складається із трьох лінійних ділянок, рис.4).

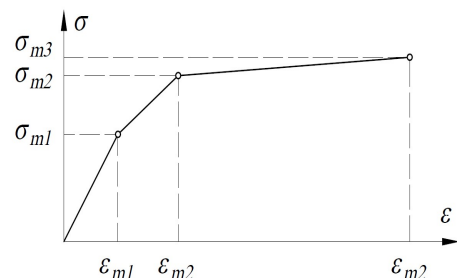


Рис.4. Графік жорсткості горизонтального стика (залежності між нормальними напруженнями та лінійною деформацією).

Fig.4. Graph of horizontal joint stiffness (relationship between normal stresses and linear deformation).

Нижче наведено формули для визначення нормальних напружень та лінійної деформації:

$$\sigma_{m1} = 1.15 \cdot R^{\frac{2}{3}}, \quad (1)$$

$$\sigma_{m2} = 2 \cdot R^{\frac{2}{3}}, \quad (2)$$

$$\sigma_{m3} = 1.01 \cdot \sigma_{m2}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{mi} = \varepsilon_{m(i-1)} + \frac{(\sigma_{mi} - \sigma_{m(i-1)}) \cdot \lambda_{c,i}}{h_{st}}, \quad (4)$$

де R – міцність розчину на стиск (МПа);
 $\lambda_{c,i}$ – коефіцієнт піддатливості горизонтального стику у відповідному діапазоні нормальних напружень.

При короткочасному стиску для розчину міцністю 1 МПа і більше та відповідно товщині шва 10-20мм коефіцієнт піддатливості розчину шва λ_m (мм³/Н) визначають за формулами:

- при $\sigma_m \leq 1.15 \cdot R^{\frac{2}{3}} \rightarrow \lambda_m = 1.5 \cdot 10^{-3} \cdot R^{-\frac{2}{3}} \cdot t_m$; (5)

- при $\sigma_m > 1.15 \cdot R^{\frac{2}{3}} \rightarrow \lambda_m = 5 \cdot 10^{-3} \cdot R^{-\frac{2}{3}} \cdot t_m$; (6)

де t_m – товщина бетонного шва (мм).

Базова формула для визначення піддатливості стику при стиску λ_c наступна:

$$\lambda_c = \left(\lambda'_m + \lambda''_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \cdot \frac{B}{B_{pl}}, \quad (7)$$

де λ'_m, λ''_m - коефіцієнти піддатливості при стиску верхнього та нижнього горизонтальних швів із розчину, мм³/Н;

h_{pl} – висота опорної частини плити перекриття, мм;

E_{pl} – початковий модуль пружності бетону опорної частини плити перекриття, МПа;

B – ширина стику(товщина панелі), мм;

B_{pl} – ширина контактної ділянки(ширина розчину, не більше B), мм.

Необхідно зазначити, що в даній будівлі плити перекриття (покриття) спираються на консолі стінових панелей, а не на верхню грань панелей. Тобто стінові панелі спираються одна на одну через шов розчину висотою 20мм. Через це горизонтальні стики стінових панелей будинку є контактними.

З огляду на конструктив будинку є два типи горизонтального стику:

1) контактний стик «стінова панель-фундаментна плита (ФП)»;

2) контактний стик «стінова панель-стінова панель».

Для першого типу горизонтального стику «стінова панель-ФП» піддатливість визначається за формулою:

$$\lambda_c = \left(\lambda'_m + \frac{h_{pl}}{E_{pl}} \right) \cdot \frac{B}{B_{pl}} \quad (8)$$

Нижче відображена схема контактної горизонтального стику «стінова панель-ФП».

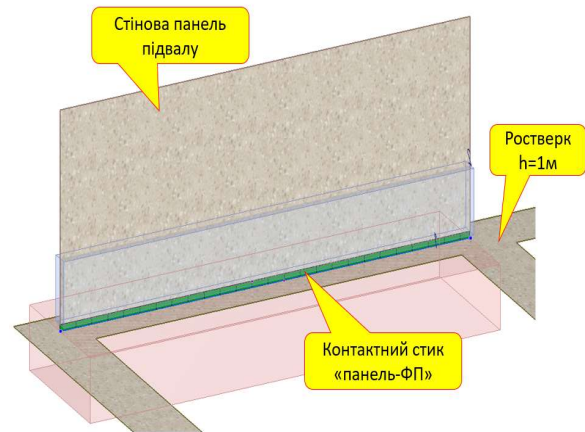


Рис.5. Схема контактної стику «стінова панель-фундаментна плита (ФП)».

Fig.5. Diagram of the contact joint «wall panel-foundation slab (FS)».

У підвальному поверсі є стінові панелі товщиною 250мм та 300мм. Але оскільки товщина стін не впливає на жорсткісні характеристики то нижче для прикладу візьмемо панель товщиною 250мм.

У табл. 2 наведено вихідні параметри для розрахунку жорсткості контактної стику «стінова панель-ФП».

Табл. 2. Параметри контактної стику
 Table 2. Contact stick parameters

Товщина плити h_{pl} , мм	500
Модуль пружності плити E_b , МПа	27000
Модуль деформації плити $E_{b,t}$, МПа	7714
Міцність розчину R , МПа	19.26
Характеристика повзучості шва φ_t	1
Товщина верхнього шва, мм	20
Товщина нижнього шва, мм	0
Ширина стику B , мм	250

Табл. 2. (продовження) Параметри контактної стика

Table 2. (continuation) Contact stick parameters

Сумарний зазор у стикі Δ, мм	0
Ширина контактних ділянок B _{pl} , мм	250
Співвідношення B/B _{pl}	1
Висота СЕ стика h _{st} , мм	100
Коефіцієнт повзучості бетону плити φ _b ,	2.5

У табл.3 наведено піддатливість розчину плити та результуючу піддатливість горизонтального стика. Оскільки в даному стикі шов розчину один то піддатливість нижньої розчинної постелі рівна нулю.

Табл. 3. Піддатливість розчину плити та результуюча піддатливість горизонтального стика

Table 3. Slab mortar compliance and resulting horizontal joint compliance

Податливість розчину постелі			
σ < 1.15Rm ^{2/3}		σ > 1.15Rm ^{2/3}	
Верхня розчина постель			
λ'm, мм ³ /Н	0.00418	λ'm, мм ³ /Н	0.01392
Нижня розчина постель			
λ'm, мм ³ /Н	0.00000	λ'm, мм ³ /Н	0.00000
Податливість плити			
λpl, мм ³ /Н	0.01852	λpl, мм ³ /Н	0.01852
Піддатливість стика			
λc,pl, мм ³ /Н	0.02269	λc,pl, мм ³ /Н	0.03244

Розрахована жорсткість контактної стика «стінова панель - фундаментна плита (ФП)» представлена на рис.6. Модуль здвигу в даному випадку пораховано за співвідношенням G = 0,4*(σ_{m1}/ε_{m1}). Ця жорсткість назначаються на скінченні елементи №259 (ПК «Ліра-САПР»).

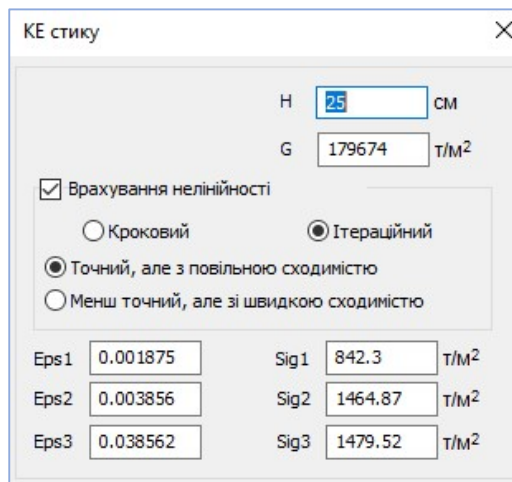


Рис.6. Жорсткість стика у ПК «Ліра-САПР».

Fig.6. Joint stiffness in the PC «Lira-SAPR».

Для другого типу горизонтального стика «стінова панель-стінова панель» піддатливість визначається за формулою:

$$\lambda_c = (\lambda'_m) \cdot \frac{B}{B_{pl}} \quad (9)$$

Нижче на рис. 7 відображена схема контактної горизонтального стика «стінова панель-ФП».

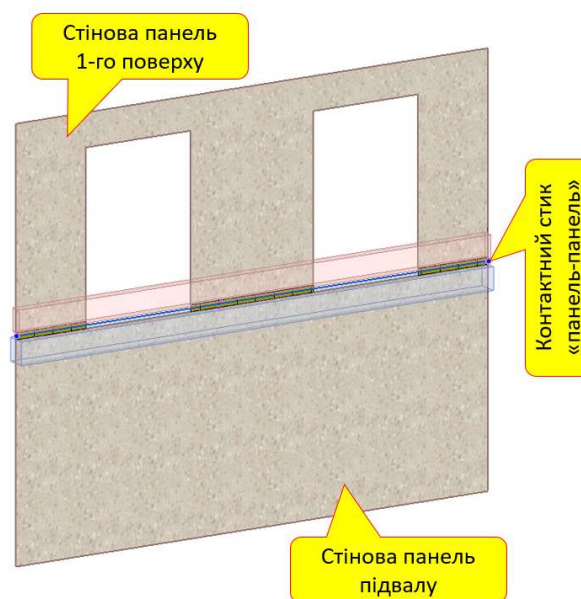


Рис.7. Схема контактної стика «стінова панель-стінова панель».

Fig.7. Diagram of the contact joint «wall panel-wall panel».

У табл. 4 наведено вихідні параметри для розрахунку жорсткості контактної стика «стінова панель - стінова панель». Вся відмінність з попереднім варіантом – це

відсутність у розрахунку плити.

Табл. 4. Вихідні параметри для розрахунку жорсткості контактної стика «стінова панель - стінова панель»

Table 4. Initial parameters for calculating the stiffness of the «wall panel - wall panel» contact joint

Товщина плити h_{pl} , мм	0
Модуль пружності плити E_b , МПа	27000
Модуль деформації плити $E_{b,t}$, МПа	7714
Міцність розчину R , МПа	19.26
Характеристика повзучості шва φ_t	1
Товщина верхнього шва, мм	20
Товщина нижнього шва, мм	0
Ширина стика B , мм	160
Сумарний зазор у стикі Δ , мм	0
Ширина контактних ділянок B_{pl} , мм	160
Співвідношення B/B_{pl}	1
Висота СЕ стика h_{st} , мм	100
Коефіцієнт повзучості бетону плити φ_b	2.5

Табл. 5. Піддатливість горизонтального стика
Table 5. Horizontal joint compliance

Податливість розчину постелі			
$\sigma < 1.15Rm^{2/3}$		$\sigma > 1.15Rm^{2/3}$	
Верхня розчина постель			
λ^m , мм ³ /Н	0.00418	λ^m , мм ³ /Н	0.01392
Нижня розчина постель			
λ^m , мм ³ /Н	0.00000	λ^m , мм ³ /Н	0.00000
Податливість плити			
λ_{pl} , мм ³ /Н	0.00000	λ_{pl} , мм ³ /Н	0.00000
Піддатливість стика			
$\lambda_{c,pl}$, мм ³ /Н	0.00418	$\lambda_{c,pl}$, мм ³ /Н	0.01392

Розрахована жорсткість контактної

стика «стінова панель - стінова панель» представлена на рис.8.

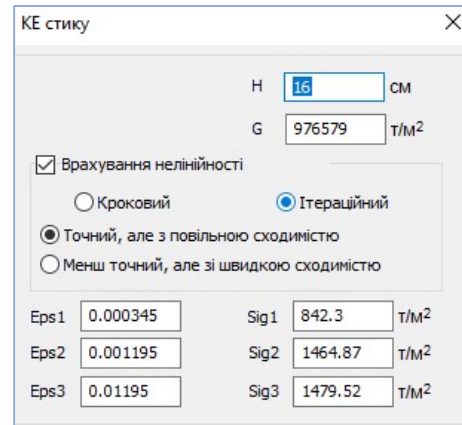


Рис.8. Жорсткість стика у ПК «Ліра-САПР».
Fig.8. Joint stiffness in the PC "Lira-SAPR".

Треба зауважити, що при задані всіх горизонтальних стиків з нелінійним жорсткостями час розрахунку становить близько 2,5 доби, що є доволі довго. Тому була порохвана задача у котрій нелінійний стик лише у рівні фундаментної плити та у рівні підлоги першого поверху, а всі інші стики лінійні. При цьому помічено добру збіжність у результатах розрахунку (зусилля в оголовках паль). Через вище вказане було прийнято рішення, що у підвалі і на першому поверсі стики між стіновими панелями нелінійні, а всі вище стики прийняти лінійними.

Вікно лінійної жорсткості стика показано на рис.9, де модуль пружності знайдено із співвідношення $E = \sigma m1 / \epsilon m1$. Ця жорсткість назначається на скінченні елементи 59 (ПК «Ліра-САПР»).

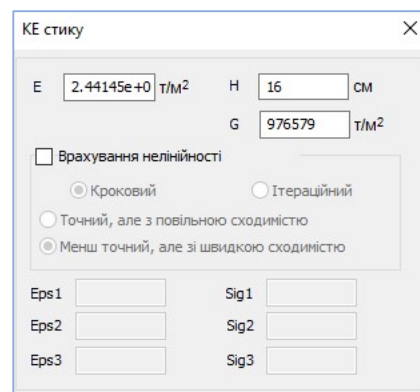


Рис.9. Жорсткість стика (лінійна) у ПК «Ліра-САПР».
Fig.9. Linear joint stiffness in the PC "Lira-SAPR".

РОЗРАХУНОК ЖОРСТКОСТІ ВЕРТИКАЛЬНОГО СТИКА

З'єднання панелей у вертикальному стикі між собою виконано у двох місцях через закладні деталі та кутик.

Для того щоб знайти жорсткість вертикального стика (рис.10.) необхідно визначити піддатливість закладної деталі та з'єднувального елемента (кутика).

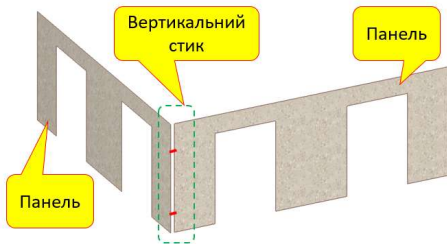


Рис.10. Схема вертикального стика.
Fig.10. Diagram of the vertical joint.

Піддатливість закладної деталі. Типовий вигляд закладної деталі представлено на рис.11.

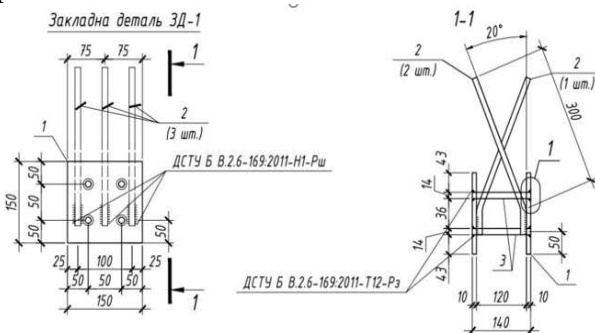


Рис.11. Типова закладна деталь стінових панелей.
Fig.11. Typical embedded detail of wall panels.

Табл. 6. Вихідні дані для розрахунку
Table 6. Initial data for calculation

Діаметр стержнів перпендикулярних зсуву d, мм	14
Кількість стержнів перпендикулярних зсуву n, шт.	4
Діаметр стержнів паралельних зсуву d, мм	14
Кількість стержнів паралельних зсуву n, шт.	3
Модуль пружності панелі E _b , МПа	30000
Модуль зсуву панелі G, МПа	12000
Коефіцієнт повзучості ф _b , сr	2.5

Напрямок розташування стержнів для анкерування закладної деталі впливає на піддатливість:

1) Піддатливість стержня перпендикулярному зсуву:

$$\lambda_c = \frac{6}{d \cdot E_b} = 1.42857E - 05 \text{ (мм/Н);}$$

2) Піддатливість стержня паралельного зсуву:

$$\lambda_c = \frac{1,5}{d \cdot E_b} = 3.57143E - 06 \text{ (мм/Н).}$$

Звідси сумарна піддатливість закладної деталі визначається за формулою:

$$\lambda_{зд} = \frac{1}{\sum_{i=1}^n (\frac{1}{\lambda_{c,i}})} = 0.0000009 \text{ (мм/Н),}$$

де n – загальна кількість стержнів закладної деталі.

Піддатливість з'єднувального елемента. З'єднувальним елементом виступає один кутик 100x100x10 (L=130мм). Для подальших розрахунків кутик прирівнюється до пластини (рис.12).

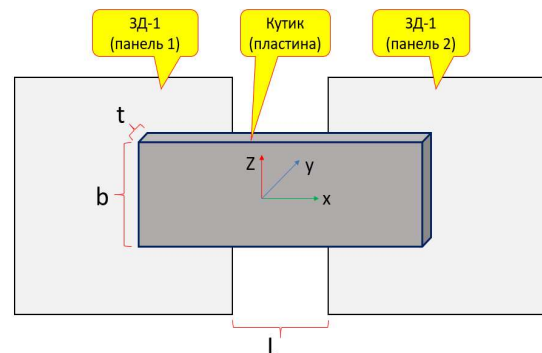


Рис.12. Схема з'єднання закладних деталей вертикального стика.
Fig.12. Diagram of the connection of embedded parts in the vertical joint.

Табл. 7. Вихідні дані для розрахунку з'єднувального елемента
Table 7. Input data for calculating the connecting element

Ширина b, мм	130
Довжина у світлі L, мм	20
Товщина t, мм	10
Модуль пружності E, МПа	206000
Модуль зсуву G, МПа	79000
Площа перерізу A, мм ²	1300
Момент інерції I _z , мм ⁴	10833.33

Піддатливість розраховується у трьох напрямках:

1) Вздовж осі «X»:

$$\lambda_{пл.X} = \frac{L}{EA} = 0.00000007 \text{ (мм/Н)};$$

2) Вздовж осі «Y»:

$$\lambda_{пл.Y} = \frac{L^3}{12EI} = 0.00000030 \text{ (мм/Н)};$$

3) Вздовж осі «Z»:

$$\lambda_{пл.Z} = \frac{b}{GA} = 0.00000127 \text{ (мм/Н)}.$$

Сумарна піддатливість закладної деталі та з'єднувального елемента. Піддатливість розраховується як для послідовно розміщених елементів вертикального стику:

$$\lambda_c = \sum_{i=1}^n \lambda_i \quad (10)$$

1) Вздовж осі «X»:

$$\lambda_X = \lambda_{зд} + \lambda_{пл.X} + \lambda_{зд} = 0.00000186 \text{ (мм/Н)};$$

2) Вздовж осі «Y»:

$$\lambda_{пл.Y} = \lambda_{зд} + \lambda_{пл.Y} + \lambda_{зд} = 0.00000208 \text{ (мм/Н)};$$

3) Вздовж осі «Z»:

$$\lambda_{пл.Z} = \lambda_{зд} + \lambda_{пл.Z} + \lambda_{зд} = 0.00000305 \text{ (мм/Н)}.$$

Відповідно жорсткість вертикального стику – це зворотня величина до його піддатливості:

$$1) R_X = 1/\lambda_X = 53752 \text{ (Т/М)}$$

$$2) R_Y = 1/\lambda_Y = 47974 \text{ (Т/М)}$$

$$3) R_Z = 1/\lambda_Z = 32770 \text{ (Т/М)}$$

Ці значення жорсткостей назначаються на СЕ №55 (рис.13).

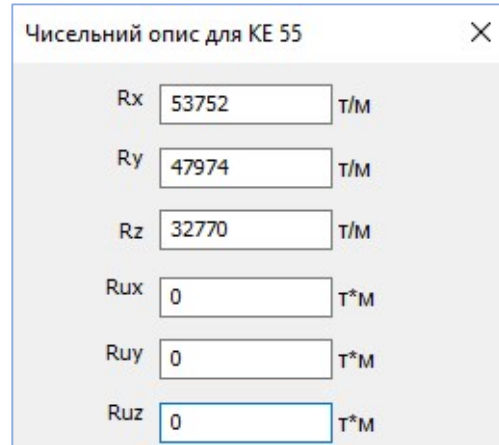


Рис.13. Жорсткість вертикального стику у ПК «Ліра-САПР».

Fig.13. Vertical joint stiffness in the PC «Lira-SAPR».

Тепер перейдемо до результатів розрахунку, які представлено у табл.8.

Табл. 8. Опис варіантів розрахунку
Table 8. Description of calculation options

Варіант №	Опис варіанта
Без врахування жорсткості стиків	
1	Навантаження від будинку у рівні рост-верка прикладено у вигляді зосереджених сил (застосовано метод розподілення навантаження по площі)
2	Стики панелей розшиті по вертикалі
3	Стики панелей шарнірно з'єднані по вертикалі (зусилля у вертикальних швах передаються тільки у горизонтальній площині)
4	Стики панелей жорстко з'єднані
З врахування жорсткості стиків	
5	Задано горизонтальний стик, а вертикальний ні (жорсткість по всім напрямкам нульова)
6	Задано горизонтальний стик, а у вертикального жорсткість по осі «Z» рівна нулю
7	Задано горизонтальний стик та вертикальний

Варіанти 1-4 детально описані у публікації [5]. Варіант 1 показано для розуміння нумерації і для подальшого аналізу не буде

відобразитись у результатах порівняння. У варіантах 5-7 показано як впливає задання жорсткості стиків (горизонтальних та вертикальних) на перерозподіл зусиль в оголовках

паль. Надалі порівнюватись між собою будуть такі пари варіантів: 2 та 5; 3 та 6; 4 та 7.

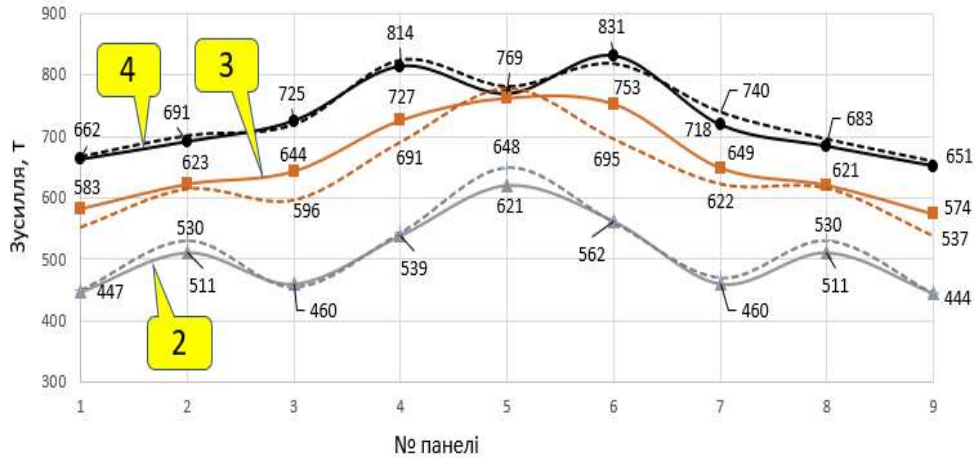


Рис.14. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквенних осей) по осі E, т.
Fig.14. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis E, t.

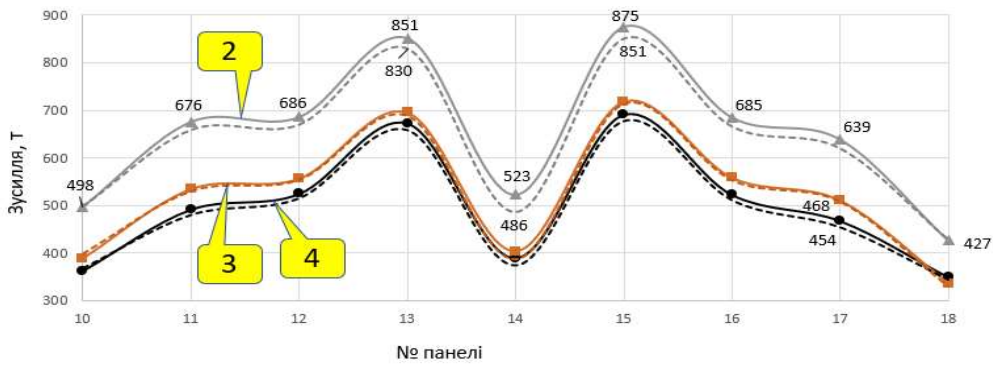


Рис.15. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквенних осей) по осі Г, т.
Fig.15. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis G, t.

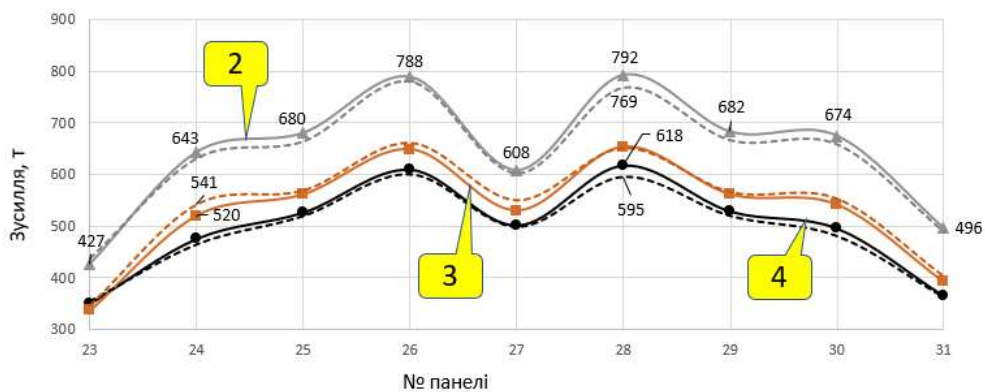


Рис.16. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквенних осей) по осі В, т.
Fig.16. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis B, t.

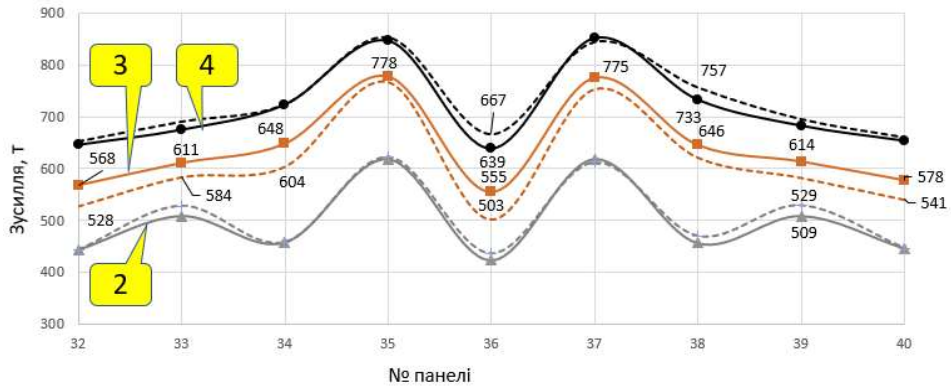


Рис.17. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж буквених осей) по осі А, т.
Fig.17. Total forces in the piles under the panels (along the letter axes) along axis A, t.

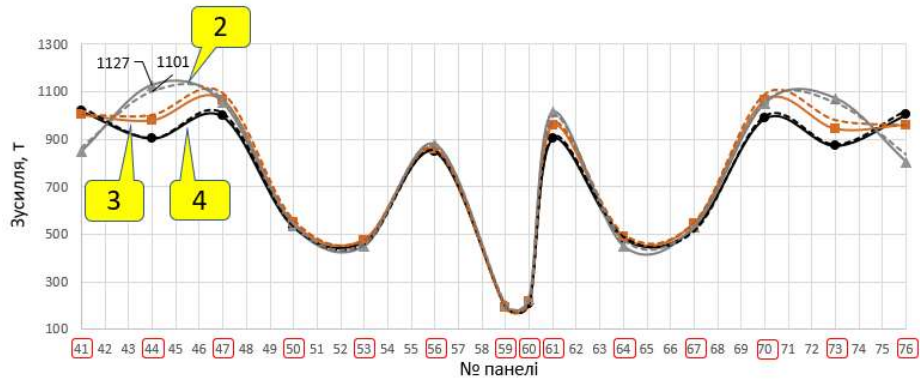


Рис.18. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж цифрових осей) між осями Г-Е, т.
Fig.18. Total forces in the piles under the panels (along the numerical axes) between axes G-E, t.

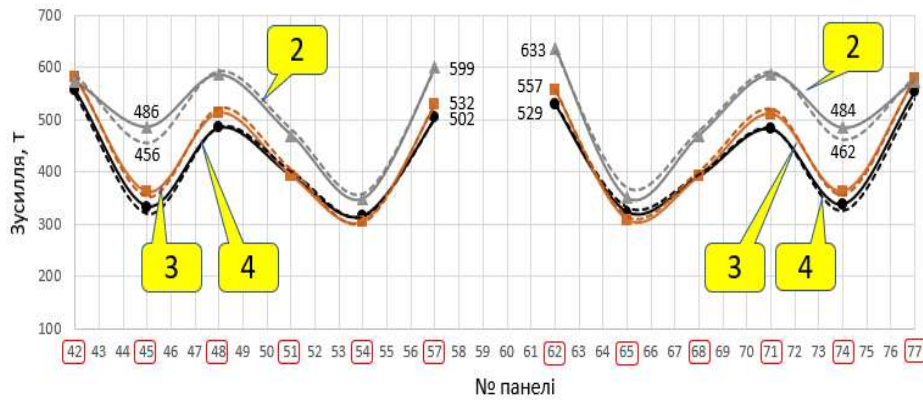


Рис.19. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж цифрових осей) між осями В-Г, т.
Fig.19. Total forces in the piles under the panels (along the numerical axes) between axes B-G, t.

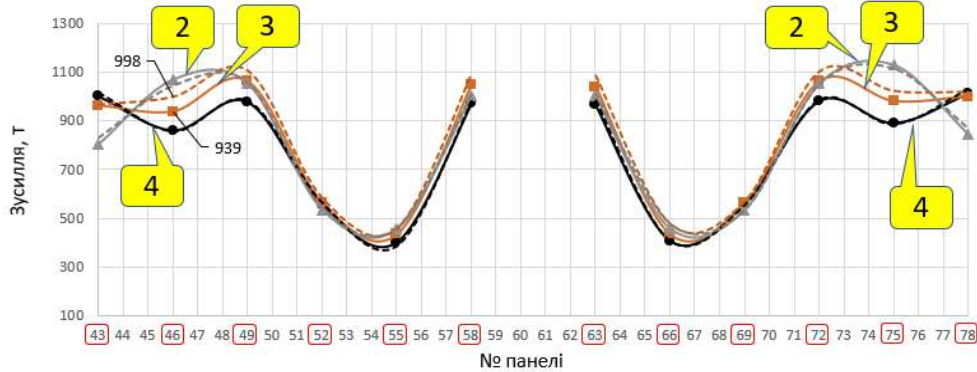


Рис.20. Сумарні зусилля у палях під панелями(вздовж цифрових осей) між осями А-В, т.
Fig.20. Total forces in the piles under the panels (along the numerical axes) between axes A-B, t.

За кожним із варіантів було проаналізовано навантаження котре приходиться на оголовки паль. Після чого під кожною панеллю підвалу було зібрано та підсумовано навантаження у оголовках відповідних паль. Отримані результати вище представленні у вигляді графіків, де по осі абсцис відкладено номер панелі (див. рис.3), а по осі ординат сумарне навантаження у оголовках паль під відповідною панеллю. На рис. 14-20 підписані варіанти 2-4 із публікації [5] і вони зображені суцільною лінією, а навколо них розміщені пунктирними лініями відповідні варіанти із моделюванням стику 5-7.

Примітка: на рис.18-20 шкала абсцис є наскрізною і тому на ній червоною рамкою відображені відповідні номери панелей що підлягають аналізу за відповідним варіантом розрахунку.

Результати порівняння сумарних зусиль в оголовках паль під відповідними панелями відображено у табличній формі (табл.9).

Табл. 9. Результати порівняння сумарних зусиль в оголовках паль

Table 9. Results of comparison of total forces in pile heads

Варіанти, що порівнюються	Сумарні зусилля в оголовках паль під панелями	
	Вздовж буквених осей	Вздовж цифрових осей
	Розбіжність результатів вказана у %	
2 та 5 (сірі лінії графіків)	7,6	6,6
3 та 6 (коричневі лінії графіків)	10,3	4,1
4 та 7 (чорні лінії графіків)	4,4	10,3

ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

Виконано порівняння результатів числового моделювання напружено-деформованого стану пальового фундаменту панельного будинку за двома принциповими

схемами: А) без врахування жорсткості (піддатливості) стиків панелей; Б) з врахуванням жорсткості стиків панелей, окрім того ж кожна із цих схем включала три варіанти інтерпретації роботи стиків панелей (підсхеми): 1) вар.1 - без врахування роботи вертикальних швів панелей (панелі розшиті між собою); 2) вар.2 - панелі з'єднані шарнірно, тобто вертикальні шви сприймають тільки горизонтальні зусилля; 3) вар.3 - панелі з'єднані жорстко.

Досліджено вплив врахування жорсткості горизонтальних та вертикальних стиків на перерозподіл зусиль у палях при моделюванні великопанельного будинку.

Виявлено, що при відсутності вертикального з'єднання панелей (порівняння схем А та Б за вар.1) вплив задання жорсткості горизонтального стику дає розбіжність у результатах зусиль у фундаментах до 8%.

Показано, що при врахуванні шарнірного з'єднання панелей по вертикалі (порівняння схем А та Б за вар.2) врахування відповідної жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у значеннях зусиль в палях в межах 10%.

Встановлено, що при жорсткому з'єднанні панелей між собою (порівняння схем А та Б за вар.3) врахування жорсткості горизонтального та вертикального стиків дає розбіжність у зусиллях паль в межах 10%.

ЛІТЕРАТУРА

1. Будівельні конструкції: методичні вказівки до виконання курсового проекту по збірному залізобетону / Доброхлоп М.І., Хохлін Д.О., - К.: КНУБА, 2015. – 60 с.
2. Бойко І.П., Кривенко О.А. Технологічні особливості влаштування буріон'єкційних паль в глинистих ґрунтах. / І.П.Бойко, О.А.Кривенко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник.* – Вип. 39 – К.: КНУБА, 2019. – с. 27-32.
3. Носенко В.С., Кашоїда О.О. Вплив жорсткості стиків панельного будинку на напружено-деформований стан фундаментних конструкцій. / В.С.Носенко, О.О.Кашоїда // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-*

технічний збірник. – Вип. 44 – К.: КНУБА, 2022. – с. 9-18.

4. Носенко В.С., Кривенко О.А. Вплив жорсткості несучих конструкцій будинку зі збірного залізобетону на напружено-деформований стан фундаментів із буроін'єкційних паль. / В.С.Носенко, О.А.Кривенко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 40 – К.: КНУБА, 2020. – с. 48-57.
5. Кривенко О.А. Перерозподіл зусиль у фундаментних конструкціях будинку із збірного залізобетону в залежності від типу з'єднання панелей. / Кривенко О.А. // *Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірник* – К.: КНУБА, 2024. – Вип. 113. – С. 360-369.
6. Носенко В.С., П'ятков О.В., Кашоїда О.О. Дослідження впливу жорсткості надземних конструкцій панельного будинку на напружено-деформований стан пальового фундаменту. / В.С.Носенко, О.В. П'ятков, О.О.Кашоїда // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – Вип. 46 – К.: КНУБА, 2023. – с. 98-112.
- paliy. [Influence of house bearing construction rigidity of precast reinforced concrete on stress-strain state Continuous Flight Auger (CFA) piles foundations]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 40, 48-57 (in Ukrainian).
5. Kryvenko O.A. (2024) Pererozpodil zusyly u fundamentnykh konstruktseyakh budynku iz zbirnoho zalyzobetonu v zalezhnosti vid typu z'yednannya paneley. [Redistribution of forces in foundation structures of a building made of precast reinforced concrete depending on the type of panel connection]. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*- K.: KNUBA, 2024. – Issue 113. – P. 360-369.
6. Nosenko V.S., Pyatkov O.V., Kashoida O.O. (2023) Doslidzhennya vplyvu zhorstkosti nadzemnykh konstruktsey panel'noho budynku na napruzhenodeformovanyy stan pal'ovoho fundamentu. [Study of the influence of the rigidity of the above-ground structures of the panel house on the stress-deformed state of the pile foundation]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 46, 98-112 (in Ukrainian).

REFERENCES

1. Dobrohlop M.I., Hohlin D.O (2015) Budivelni konstrukciyi: metodichni vkazivki do vikonannya kursovogo proektu po zbirnomu zalizobetonu. [Building structures: guidelines for the implementation of the course project on precast concrete] Kyiv: KNUBA, 60 (in Ukrainian).
2. Boyko I.P., Krivenko O.A. (2019) Tehnologichni osoblivosti vlashtuvannya buruin'yekciynih pal v glinistih gruntah. [Technological features of arrangement Continuous Flight Auger piles (CFA) in clay soils]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 39, 27-32 (in Ukrainian).
3. Nosenko V.S., Kashoida O.O. (2022) Vplyv zhorstkosti stykiv panel'noho budynku na napruzhenodeformovanyy stan fundamentnykh konstruktsey. [Influence of joint stiffness in panel buildings on the stress-strain state of foundation structures.]. *Osnovi i fundamenti: Mizhvidomchij naukovo-tehnichnij zbirnik*. Kyiv: KNUBA, 44, 9-18 (in Ukrainian).
4. Nosenko V.S., Kryvenko O.A. (2020) Vplyv zhorstkosti nesuchykh konstruktsey budynku zi zbirnoho zalyzobetonu na napruzhenodeformovanyy stan fundamentiv iz buroinyektsiynykh

Consideration of the pliability of joints panels of a precast concrete building in the analysis of forces in foundation structures

Igor BOYKO,
Viktor NOSENKO,
Oleg KRIVENKO

Summary. As cities develop, there is a rising trend towards the construction of multi-storey buildings. The main reason is dense urban development and rising land prices. One of the most common materials for the construction of multi-storey buildings is monolithic reinforced concrete. Monolithic structures allow architects to freely design the interior space, as well as more evenly distribute the forces in the frame elements, and the building works as one rigid structure. At the same time, the construction of monolithic structures requires significant time for construction and highly qualified control over the quality of monolithic work. Therefore, to accelerate the pace of construction, precast concrete structures are used.

This paper presents the results of numerical modeling of the interaction of the elements of the

“soil-foundation-aboveground structure” system, taking into account the stiffness of the joints between wall panels.

A comparison of numerical modeling of a panel building was conducted using two principal schemes:

A) Without considering the stiffness (pliability) of panel joints.

B) Considering the stiffness of panel joints.

Each of these schemes included three variants of panel joint interpretation (sub-schemes):

Variant 1 - without considering the operation of vertical panel seams (panels are disconnected from each other).

Variant 2 - panels are connected with hinges, meaning vertical seams only transmit horizontal forces.

Variant 3 - panels are rigidly connected.

The influence of considering the stiffness of horizontal and vertical joints on the redistribution of forces in piles during the modeling of a large-panel building was studied.

It was found that in the absence of vertical panel connections (comparison of schemes A and B under Variant 1), considering the stiffness of the horizontal joint results in up to 8% discrepancies in the outcomes.

It was demonstrated that when hinged panel connections are considered vertically (comparison of schemes A and B under Variant 2), the inclusion of appropriate stiffness in horizontal and vertical joints results in discrepancies within 10%.

It was established that for rigid panel connections (comparison of schemes A and B under Variant 3), accounting for the stiffness of horizontal and vertical joints results in discrepancies of up to 10%.

Key words. numerical simulation, pile foundation, contact joint, stiffness, pliability.

Моніторинг за деформаціями огороження глибокого котловану та оточуючих будинків в умовах щільної міської забудови

Віктор НОСЕНКО¹, Артур МАЛАМАН², Павло СОРОКА³

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

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

²armalaman97@gmail.com, orcid.org/0000-0002-0715-3291

³pavlo40@ukr.net, orcid.org/0009-0003-8766-5442

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.23-31

Анотація. Зведення будинків в умовах щільної міської забудови часто характеризується наявністю глибоких котлованів, з облаштуванням у них: паркінгів, технічних приміщень та укриттів. Терміни виконання робіт по влаштуванню конструкцій “нульового циклу”, як правило, є достатньо тривалими та можуть вимірюватися кількома місяцями, а у складних випадках, та при великих об’ємах підземних конструкцій може тривати десятки місяців. Такі роботи супроводжуються розробкою десятків тисяч кубічних метрів ґрунту котловану, зміною напружено-деформованого стану ґрунтової основи та несучих конструкцій сусідніх будинків, отже виникає необхідність у моніторингу за технічним станом як огороження котловану так і оточуючих будинків.

В роботі проаналізовано результати моніторингу за станом огороження глибокого котловану та оточуючими будинками у м. Києві.

Моніторинг за деформаціями огороження котловану проводився з використанням класичної методики (метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки) та сучасної методики з використанням інклінометрів. Моніторинг за деформаціями існуючої оточуючої забудови проводився шляхом визначення додаткових осідань фундаментів методом нівелювання.

Продемонстровано, що сучасні засоби, що використовуються для моніторингу мають високу точність, що важливо при проведенні спостережень в умовах щільної міської забудови.

По результатам моніторингу за деформаціями існуючих поряд розташованих споруд було визначено, що додаткові осідання існуючих будинків не перевищують за граничні значення



Віктор НОСЕНКО
завідувач кафедри
геотехніки
доцент, к.т.н.



Артур МАЛАМАН
аспірант кафедри
геотехніки



Павло СОРОКА
аспірант кафедри
геотехніки

згідно ДБН В.2.1-10:2018 Основи і фундаменти будівель та споруд.

Дана публікація є першою з циклу статей присвячених оцінці напружено-деформованого стану (НДС) огорожуючих конструкцій котловану та оточуючої забудови, на прикладі конкретного будівельного об’єкту. та включає як опис фактичних даних моніторингу, у цій статті, так і числове моделювання НДС в подальших публікаціях.

Ключові слова: моніторинг, підпірні стіни, щільна забудова, просторова жорсткість.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

При будівництві в умовах щільної забудови, при виконанні глибоких котлованів, особливу увагу необхідно приділяти моніторингу за деформаціями як огороження котловану так й існуючої оточуючої забудови, з метою контролю за граничними деформаціями при тривалому етапі виконання робіт нульового циклу.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В роботі К.Б. Смолій [5] розглянуто і висвітлено методи, способи та алгоритми моніторингу деформаційних процесів що виникають при будівництві.

В роботах Ю.Л. Винникова [1], Ю.І. Іщенко [2, 4], Ю.Б. Мелашенка, М.С. Яковенко [3, 4], представлено використання різних систем моніторингу за деформаціями як і конструкцій огороження котлованів, так і існуючої забудови.

МЕТА РОБОТИ

Оцінити результати моніторингу за огороженням глибокого котловану та існуючими будівлями в умовах щільної міської забудови, для подальшого співставлення з результатами числового моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтова основа – огороження котловану – існуючі будівлі».

ЗАДАЧІ

- 1) Аналіз інженерно-геологічних умов в межах будівельного майданчика.
- 2) Аналіз результатів моніторингу за деформаціями огороження котловану з використанням класичних геодезичних методів та інклінометричних систем.
- 3) Аналіз моніторингу за деформаціями існуючої оточуючої забудови.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Моніторинг за деформаціями огороження котловану було проведено з

використанням класичних методів (метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки) та більш сучасних інклінометричних систем.

Моніторинг за деформаціями існуючої оточуючої забудови виконувався шляхом проведення інструментальних інженерно-вимірювань осідань фундаментів будівлі (нівелювання).

УМОВИ ДІЛЯНКИ БУДІВНИЦТВА

В геоморфологічному відношенні ділянка будівництва розташована в межах Київського лесового плато на захід від р. Дніпро. Абсолютні позначки денної поверхні майданчика коливаються в межах 194,10-195,10.

Гідрогеологічні умови характеризуються наявністю двох водоносних горизонтів. Розкритий рівень першого від поверхні водоносного горизонту зустрінутий всіма свердловинами на глибині 7,8-9,0 м (абсолютні відмітки 185,67-186,50 м.), ґрунтові води безнапірні. На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ-1 – (t₄) – насипний ґрунт – супісок твердий. Товщина шару – 1,3-4,3 м;

ІГЕ-2 – (ed₃₋₄) – супісок лесовидний, твердий, просідний. Товщина шару – 1,1-8,3 м;

ІГЕ-3 – (ed₃₋₄) – супісок лесовидний, пластичний, непросідний. Товщина шару – 1,0-4,5 м;

ІГЕ-4 – (ed₃₋₄) – суглинок лесовидний, м'якопластичний, непросідний. Товщина шару – 1,9-6,6 м;

ІГЕ-5 – (f₂₋₃) – суглинок від твердої до м'якопластичної консистенції. Товщина шару – 1,9-6,6 м;

ІГЕ-6 – (g₂) – суглинок, напівтвердий. Товщина шару – 2,4-5,5 м;

ІГЕ-7 – (f₂) – глина тверда, напівтверда. Товщина шару – 0,4-4,3 м;

ІГЕ-8 – (P_{3¹⁻²}) – суглинок м'якопластичний. Товщина шару – 0,6-3,0 м;

ІГЕ-9 – (a₁) – глина тверда, напівтверда. Товщина шару – 3,6-7,3 м;

ІГЕ-10 – (N_{2hr}) – суглинок м'якопластичний. Товщина шару – 1,0-4,8 м;

ІГЕ-11 – (N_{2hr}) – глина напівтверда. Товщина шару – 8,0-15,0 м.

Котлован глибиною 7,5 м має трапецевидну форму в плані. Відмітка дна котловану становить 186,95 м, відмітка верху котловану становить 194,50 м. Для забезпечення стійкості укосів котловану та зменшення впливу на оточуючу забудову по периметру котловану влаштовується підпірна стіна з

бурунабивних паль діам. 820 мм та 1020 мм, і довжиною 16,3-18,4 м. Переріз котловану з посадкою паль на інженерно-геологічний розріз наведена на рис. 1. Загальний вигляд ділянки будівництва та котловану наведено на рис 2.

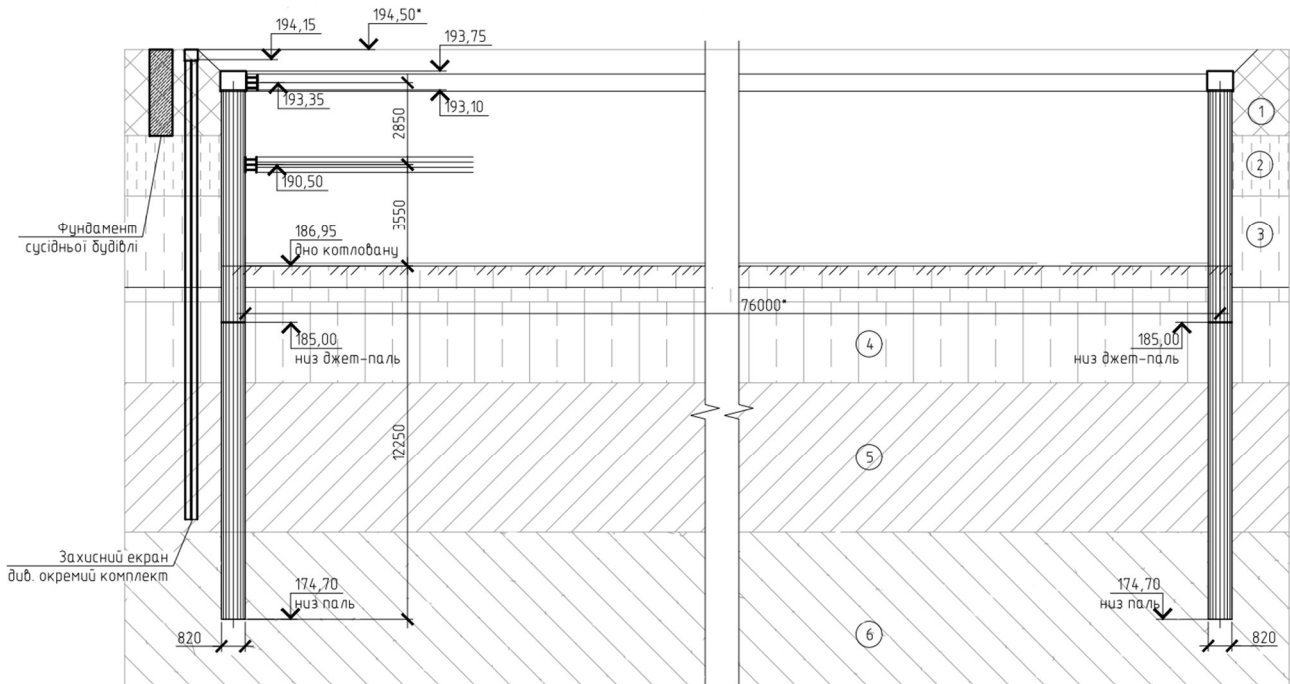


Рис.1. Інженерно-геологічні умови ділянки та поперечний переріз огороження котловану.
Fig.1. Engineering and geological conditions of the site and cross section of the pit wall.



Рис.2. Фото ділянки будівництва на етапі влаштування фундаментної плити.
Fig.2. Photo of the construction site at the stage of installation of the foundation slab.

Оскільки ділянка будівництва щільно оточена існуючими будинками, перед початком будівельних робіт було проведено обстеження технічного стану оточуючих будинків. Схема розташування будинків по відношенню до ділянки будівництва наведено на рис. 3.

Будівля №5. Будівля цегляна трапецевидної в плані форми, має три поверхи і підвальний поверх (цокольний) з різними рівнями приміщень по висоті. Висота поверхів становить близько 3.0 м. У конструктивному відношенні будівля зведена за «жорсткою» схемою: просторова жорсткість забезпечується спільною роботою несучих поздовжніх і поперечних стін та перекриттів. Фундаменти стрічкові – переважно з цегляної кладки, товщиною 270...980 мм, відповідно до товщини стін. Стіни із звичайної керамічної цегли на вапняно-піщаному розчині, за товшки 270...980 мм. Загальний технічний стан будівлі 3 категорії – «непридатний для нормальної експлуатації».

Будівля №5/2А. Будівля представляє собою п'ятиповерхову споруду складної в плані форми. Під частиною будівлі є підвальні приміщення. Висота поверхів становить 3.0 м. У конструктивному відношенні будівля виконана за «жорсткою» схемою з несучими поздовжніми стінами та поперечними стінами сходових кліток. Зовнішні стіни товщиною 510 мм виконані зі звичайної керамічної цегли. Внутрішні стіни – товщиною 380 мм. На стіни обперті збірні залізобетонні перекриття. Сходові площадки – із монолітного залізобетону. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних стін та «дисків» перекриття. Загальний технічний стан будівлі можна віднести до 2 категорії – «задовільний».

Будівля №5/2Б. Будівля представляє собою п'ятиповерхову споруду складної в плані форми, близької до паралелепіпеда. Розміри в умовних осях орієнтовно становлять 19.8×15.2 м. Під всією будівлею є підвал. Висота поверхів становить 3.2 м. З правої сторони головного фасаду до будівлі прилягає будинок №5/2А.

У конструктивному відношенні будівля

виконана за «жорсткою» схемою з несучими поздовжніми стінами та поперечними стінами сходових кліток. Зовнішні стіни товщиною 640 мм та 510 мм виконані зі звичайної керамічної цегли. Внутрішні стіни – товщиною 380 мм. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних стін та «дисків» перекриття. Загальний технічний стан будівлі 2 категорії – «задовільний».

Будівля №4. Будівля представляє собою п'ятиповерхову споруду прямокутної в плані форми. Розміри в умовних осях орієнтовно становлять 64.8×12 м. Висота поверхів становить 2,8 м. Під всією будівлею є цокольний поверх, який експлуатується. У конструктивному відношенні будівля виконана за «жорсткою» схемою з несучими поздовжніми стінами та поперечними стінами сходових кліток. Зовнішні стіни товщиною 510 мм виконані зі звичайної керамічної цегли. Внутрішня поздовжня стіна товщиною 380 мм також виконана із керамічної цегли. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних стін та «дисків» перекриття. Загальний технічний стан будівлі можна віднести до 3 категорії – «непридатний для нормальної експлуатації».

Будівля №6. Будівля представляє собою чотириповерхову споруду «П-подібної» форми в плані. Під всією будівлею є підвал, який експлуатується. Розміри в умовних осях А-В/1-10 складають 9.6×53 м, а в осях 1-3/В-Д та 8-10/В-Д відповідно 9.6×12.2 м. Висота поверху становить 3.6 м. У конструктивному відношенні будівлі виконана за «жорсткою» схемою з несучими поздовжніми та поперечними стінами. Зовнішні стіни товщиною 510 мм виконані зі звичайної керамічної цегли. Внутрішні поздовжні та поперечні несучі стіни товщиною 380 мм також виконані із керамічної цегли. Просторова жорсткість будівлі забезпечується спільною роботою поздовжніх і поперечних стін та «дисків» перекриття. Загальний технічний стан будівлі можна віднести до 3 категорії – «непридатний для нормальної експлуатації».

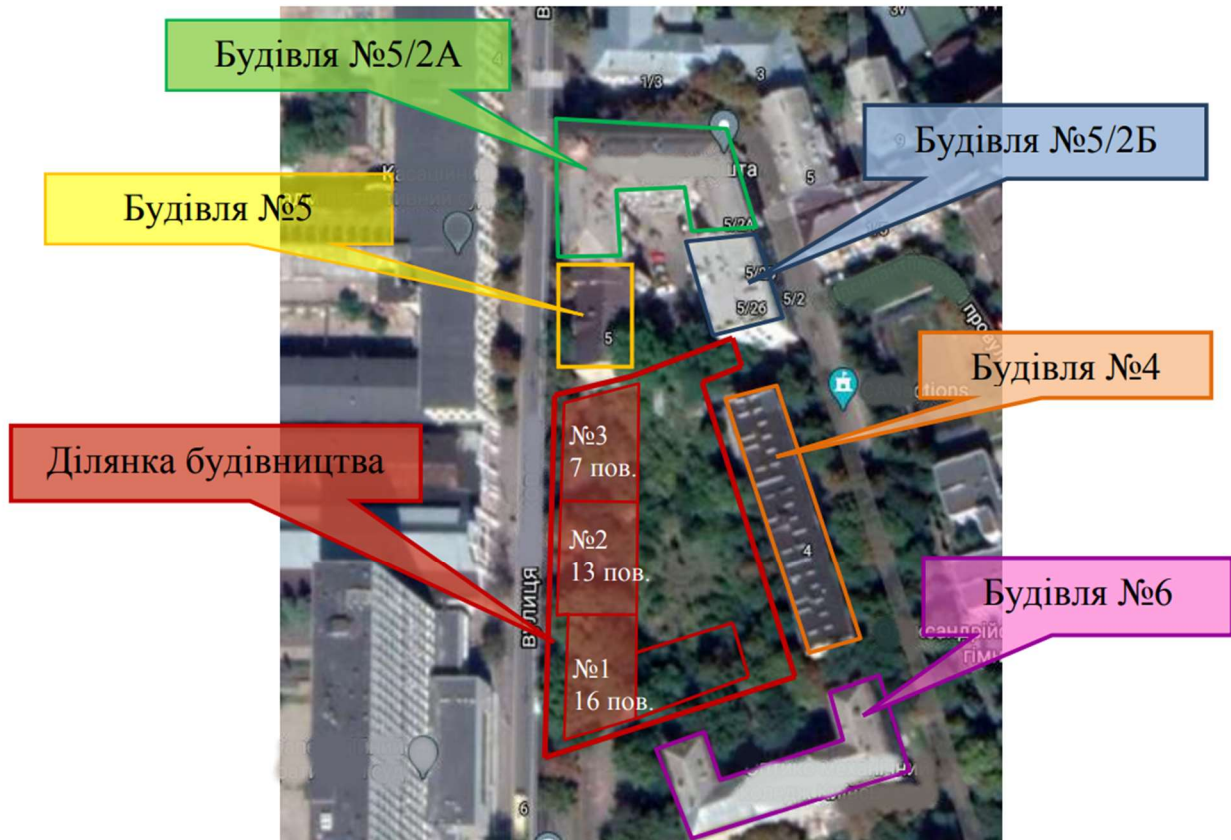


Рис.3. Схема розташування ділянки будівництва та оточуючих споруд.
Fig.3. Layout of the construction site and surrounding buildings.

МОНІТОРИНГ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОГОРОДЖЕННЯ КОТЛОВАНУ

Для вимірювання горизонтальних переміщень конструкцій огородження котловану використано метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки. Цей метод забезпечує отримання величин горизонтальних переміщень з похибкою, що не перевищує ± 2 мм. Для виконання цих робіт використовується електронний тахеометр NTS-382R10 виробництва фірми «South Survey».

Оскільки похибка визначення планових переміщень стін не перевищувала ± 2 мм, координати кожної з планових марок визначалися тричі з трьох різних станцій розміщення приладу. Таким чином, середньоквадратична похибка вимірювань становила $3,5/\sqrt{n}=\pm 2$, де n - кількість вимірювань точки в одному циклі вимірювань. При використанні цього методу стійкість вихідних знаків спостережних станцій є вирішальною

умовою успішного проведення вимірів переміщень. Важливим також є вибір непорушних орієнтирних пунктів для прив'язки кутових вимірів. Схема огородження котловану, розміщення спостережних марок та величини і напрям векторів переміщення наведено на рис. 4. Результати визначення деформацій конструкцій огородження котловану з використанням методу багаторазової лінійно-кутової засічки наведені на рис. 5.

Додатково були проведені вимірювання переміщень конструкцій огородження котловану з використанням інклінометрів. Аналогові вимірювальні значення датчиків перетворюються в цифрову форму, обчислюються в зонді за допомогою контролера.

Інклінометрична станція складається із зонду, з'єднувального кабелю, та обчислювального пристрою.

Зонд проходить через направляючу трубу, що занурюється в тіло палі. На кожному кроці вимірювання датчик реєструє кут нахилу між вертикаллю і положенням

датчика на двох рівнях вимірювання (по осях А і В). Вихідний сигнал на блоці зчитування подається як синус кута нахилу. В даному випадку роботи були виконані з використанням інклінометричної станції Glotzl. Слід зауважити, що результатами інклінометричного вимірювання отримані 2 вектори переміщень в осях А і В, відповідно для співставлення з результатами геодезичних вимірів необхідно вирахувати загальний вектор переміщень за квадратичною залежністю.

Для співставлення результатів було обрано точку №4. За результатами моніторингу з використанням методу прямої багаторазової лінійно-кутової засічки горизонтальне переміщення точки №4 складає 22 мм. За результатами моніторингу з використанням інклінометрів горизонтальне переміщення точки №4 складає 20,4 мм. Різниця у результатах становить менше 10%.

Результати моніторингу за точкою №4 з використанням інклінометрів показано на рис. 6.

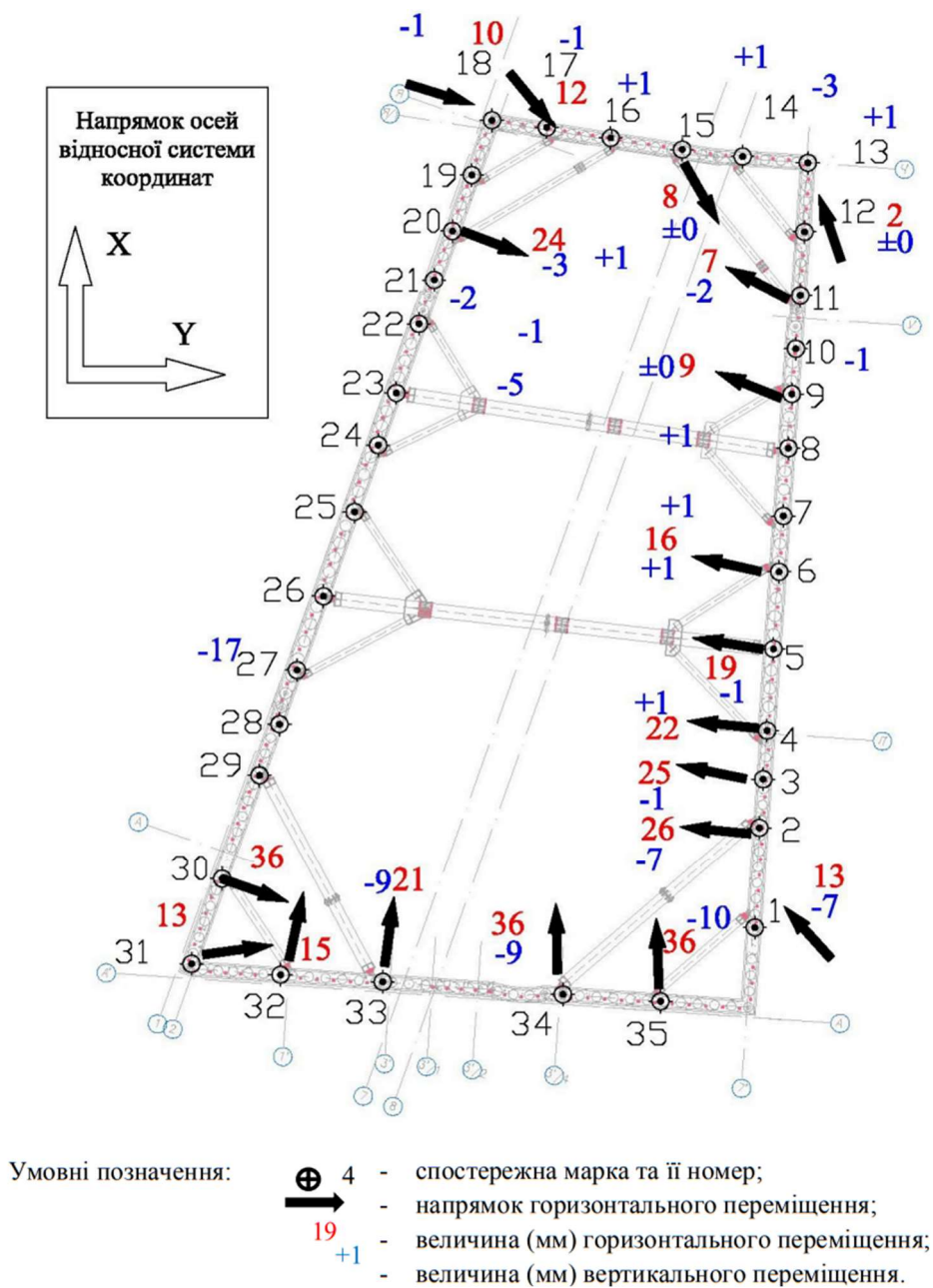


Рис.4. Результати визначення деформацій конструкцій огороження котловану.
 Fig.4. Results of determining the deformations of the pit fence structures.

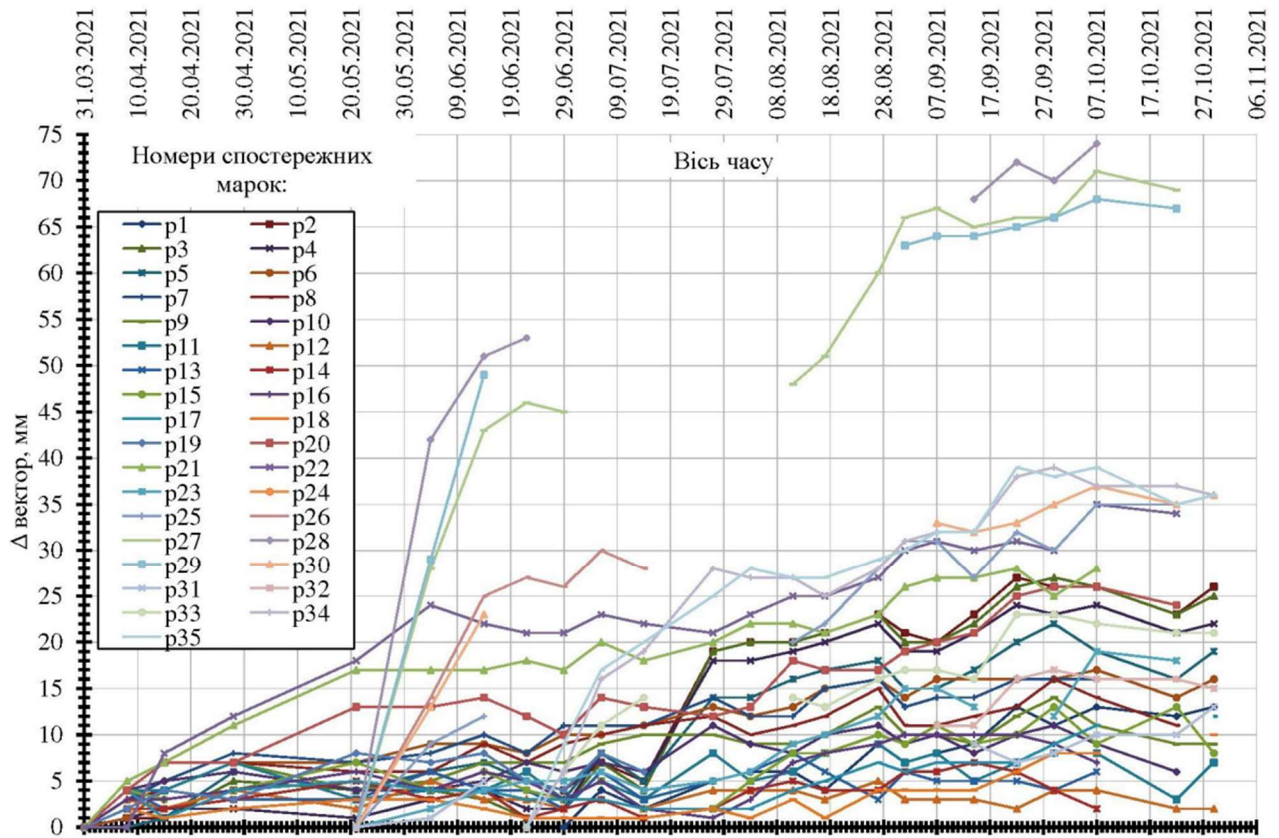


Рис.5. Графік зміни горизонтальних переміщення для кожної зі спостережних марок огороження котловану.

Fig.5. Graph of horizontal displacements for each of the observation grades of the pit fence.

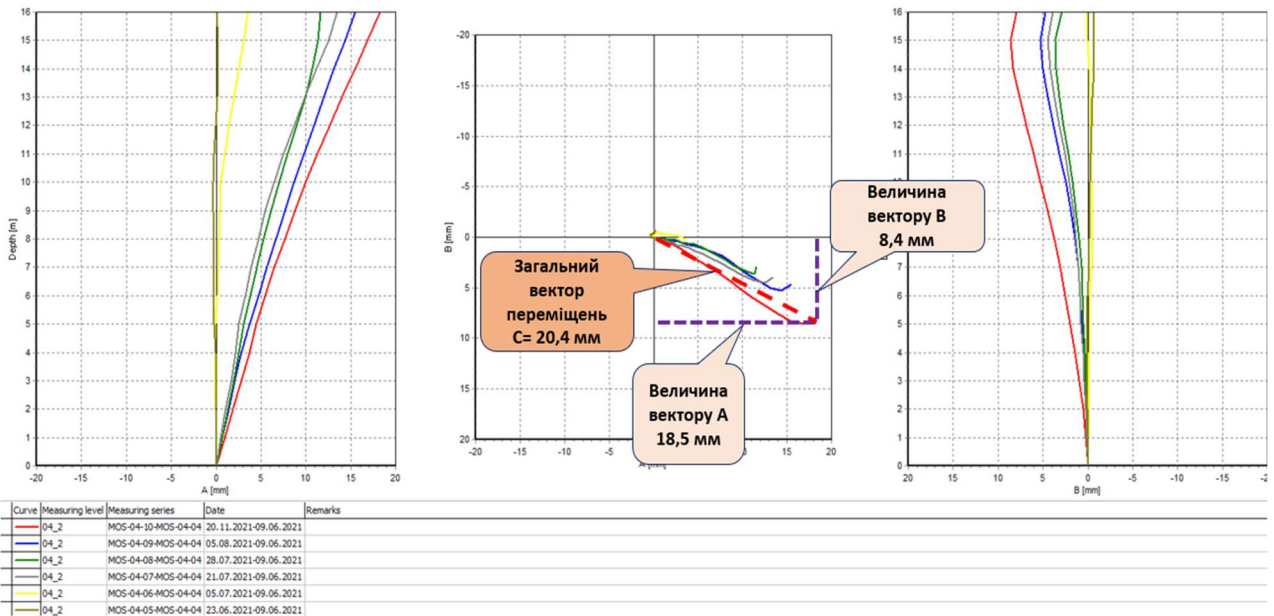


Рис.6. Графіки переміщень точки №4 огороження котловану отримані за результатами моніторингу з використанням інклінометричних систем.

Fig.6. Displacement graphs of point No. 4 of the pit fence were obtained based on the results of monitoring using inclinometer systems.

МОНІТОРИНГ ЗА ДЕФОРМАЦІЯМИ ОТОЧУЮЧОЇ ЗАБУДОВИ

Моніторинг за деформаціями оточуючих існуючих будинків проводився шляхом визначення величин та характеру осідань фундаментів будівлі за виконаними інструментальними інженерно-геодезичними вимірюваннями.

Організація спостережень за деформаціями фундаментів будівлі виконується в такій послідовності:

- вибір конструкції, місць розташування та установки вихідних геодезичних знаків висотної основи;
- здійснення висотної прив'язки вихідних геодезичних знаків;
- встановлення осадкових марок на конструкціях будівель,
- інструментальні вимірювання вертикальних переміщень осадкових марок;
- опрацювання і аналіз результатів спостережень.

При виконанні спостережень за осіданням фундаментів будівель влаштовується не менше трьох вихідних реперів для забезпечення взаємного контролю стійкості їх відміток.

Така їх кількість забезпечує необхідну точність визначення осідань, прийняту в нашому випадку $\pm 1,0$ мм для найбільш віддаленої від вихідного реперу марки ($\pm 2,0$ мм для світловідбивача). Висотні положення реперів були визначені з мінімальною можливою граничною помилкою. Роботи виконуються за допомогою нівеліра «Sokkia» SDL-30 та кодової рейки з інварною стрічкою.

Результати додаткових осідань оточуючих будинків, що отримані за результатами моніторингу не перевищують граничні значення за ДБН В.2.1-10:2018 [6], отже критичний вплив на існуючі сусідні будинки відсутній. Результати додаткових осідань існуючих будинків наведені у таблиці 1.

Табл. 1. Значення додаткових осідань існуючих будинків за результатами моніторингу.
Table 1. The value of additional subsidence of existing buildings based on the monitoring results.

Додаткові осідання існуючих будинків	Результати моніторингу	Граничні значення осідань (за ДБН В.2.1-10:2018)
Будинок №5	6 мм	7 мм
Будинок №5/2А	2 мм	15 мм
Будинок №5/2Б	2 мм	15 мм
Будинок №4	3 мм	7 мм
Будинок №б	2 мм	7 мм

ВИСНОВКИ

Продемонстровано, що сучасні засоби, які використовуються для моніторингу за переміщеннями конструкцій мають високу точність, що важливо при проведенні спостережень в умовах щільної міської забудови.

Для моніторингу за деформаціями огороження котловану було застосовано як і більш класичну методику (метод прямої багаторазової лінійно-кутової засічки) так і сучасний метод з використанням інклінометрів, що в свою чергу надає можливості впевнитися у результатах вимірювань, оскільки

різниця у результатах складає менше 10%.

За результатами моніторингу за деформаціями існуючих поряд розташованих споруд було визначено, що додаткові осідання не перевищують за граничні значення згідно діючих будівельних норм.

Дана публікація є першою з циклу статей присвячених оцінці напружено-деформованого стану (НДС) огорожуючих конструкцій котловану та оточуючої забудови на прикладі конкретного будівельного об'єкту та включає як опис фактичних даних моніторингу у цій статті так і числове моделювання НДС в подальших публікаціях.

ЛІТЕРАТУРА

1. Винников Ю.Л. Геотехнічний моніторинг улаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями / Винников Ю.Л., Харченко М.О., Єрмоленко Д.А., Акоюн М.К. // *Збірник наукових праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика»*. – Дніпро: УДУНТ. – 2022. – Вип. 22. – С. 12-26. DOI: 10.15802/bttrp2022/268184
2. Іщенко Ю.І. Геотехнічний моніторинг при реконструкції Поштової площі в м. Києві / Іщенко Ю.І. // *Збірник наукових праць «Екологічна безпека та природокористування»*. – К.: ДП НДІБК. – 2020. – Том 34. №2. – С. 111-122. DOI: 10.32347/2411-4049.2020.2.111-122
3. Мелашенко Ю.Б. Багаторічний моніторинг деформацій будівель і споруд геодезичними методами / Мелашенко Ю.Б., Яковенко М.С., Зорін Є.В., Бень І.В. // *Науково-технічний журнал «Наука та будівництво»*. – К.: ДП НДІБК. – 2023. – Том 37. №3. – С. 71-87. DOI: 10.33644/2313-6679-3-2023-8
4. Іщенко Ю.І. Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови / Іщенко Ю.І., Слюсаренко Ю.С., Мелашенко Ю.Б., Яковенко М.С., Бень І.В. // *Науково-технічний журнал «Наука та будівництво»*. – К.: ДП НДІБК. – 2020. – Том 25. №3. – С. 13-25. DOI: 10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2
5. Смолій К.Б. Аналіз сучасних геодезичних та геотехнічних методів моніторингу за деформаціями інженерних споруд / Смолій К.Б. // *Збірник наукових праць «Сучасні досягнення геодезичної науки та виробництва»*. – Львів: Національний університет «Львівська політехніка». – 2015. – Вип. I. №29. – С. 87-89.
6. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018 – 36 с.
7. *teoriia, doslidzhennia, praktyka»*. Dnipro: UDUNT, 22, 12-26 (in Ukrainian). DOI: <https://doi.org/10.15802/bttrp2022/268184>
8. Ishchenko Yu.I. (2020). Heotekhnichniy monitorynh pry rekonstruktsii Poshtovoi ploschi v m. Kyievi. [Geotechnical monitoring during reconstruction of the Poshtova square in Kyiv]. *Zbirnyk naukovykh prats «Ekolohichna bezpeka ta pryrodokorystuvannia»*. Kyiv: DP NDIBK, 34(2), 111-122 (in Ukrainian). DOI: <https://doi.org/10.32347/2411-4049.2020.2.111-122>
9. Melashenko Yu.B., Yakovenko M.S., Zorin Ye.V., Ben I.V. (2023). Bahatorichnyi monitorynh deformatsii budivel i sporud heodezychnymy metodamy. [Long-term monitoring of deformations of buildings and structures using geodetic methods]. *Naukovotekhnichniy zhurnal «Nauka ta budivnytstvo»*. Kyiv: DP NDIBK, 37(3), 71-87. (in Ukrainian). DOI: <https://doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-8>
10. Ishchenko Yu.I., Sliusarenko Yu.S., Melashchenko Yu.B., Yakovenko M.S., Ben I.V. (2020). Heotekhnichniy monitorynh v umovakh ushchilnenoi miskoi zabudovy. [Geotechnical monitoring in the conditions of restrained urban development]. *Naukovotekhnichniy zhurnal «Nauka ta budivnytstvo»*. Kyiv: DP NDIBK, 25(3), 13-25. (in Ukrainian). DOI: <https://doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2>
11. Smolii K.B. (2015). Analiz suchasnykh heodezychnykh ta heotekhnichnykh metodiv monitorynhu za deformatsiamy inzhenernykh sporud. [Analysis of modern geodetic and geotechnical methods of monitoring the structures deformation]. *Zbirnyk naukovykh prats «Suchasni dosiahnennia heodezychnoi nauky ta vyrobnytstva»*. Lviv: Natsionalnyi universytet «Lvivska politekhnika», 29(1), 87-89. (in Ukrainian).
12. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennya: DBN V.2.1-10:2018. (2019) Kyiv: Minregionbud Ukrainy, 36 (in Ukrainian)

REFERENCES

1. Vynnykov Yu.L., Kharchenko M.O., Yermolenko D.A., Akopian M.K. (2022). Heotekhnichniy monitorynh ulashtuvannia kotlovanu novobudovy poruch z isnuichymy budivliamy. [Geotechnical monitoring of arrangement of the excavation of new building near existing buildings]. *Zbirnyk naukovykh prats «Mosty ta tuneli:*

Monitoring of deformations of the deep pit wall and surrounding buildings in dense urban areas

*Viktor NOSENKO,
Artur MALAMAN,
Pavlo SOROKA*

Summary. The construction of buildings in dense urban areas is often characterized by the presence of deep pits, with the arrangement of parking lots, technical rooms and shelters in them. The timeframe for the installation of zero-cycle structures is usually quite long and can be measured in several months, and in complex cases and with large volumes of underground structures, it can last for tens of months. Such works are accompanied by the excavation of tens of thousands of cubic meters of pit soil, changes in the stress-strain state of the soil base and the supporting structures of neighboring buildings, and thus the need to monitor the technical condition of both the pit wall and the surrounding buildings.

The paper analyzes the results of monitoring the state of the deep pit wall and the surrounding buildings in Kyiv.

The monitoring of deformations of the pit wall was carried out using the classical method (the method of direct repeated linear-angular notching) and the modern method using inclinometers. Monitoring of the deformations of the existing surrounding buildings was carried out by determining additional foundation settlements by leveling.

It is demonstrated that the modern tools used for monitoring have high accuracy, which is important when conducting observations in dense urban areas.

Based on the results of monitoring the deformations of existing nearby structures, it was determined that the additional settlements of existing buildings do not exceed the limit values according to DBN B.2.1-10:2018 Bases and foundations of buildings and structures.

This publication is the first in a series of articles on the assessment of the stress-strain state of the pit envelope and surrounding buildings, using the example of a specific construction site and includes both a description of the actual monitoring data in this article and numerical simulation of the stress-strain state in further publications.

Keywords: monitoring, retaining walls, dense development, spatial stiffness.

Дослідження впливу методики розрахунку підпірних стін на розподіл зусиль у конструкціях і їх переміщення

Людмила БОНДАРЕВА¹, Василь БЕГАН²

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
¹bondareva.lo@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7392-814X
²began.vasya@gmail.com, orcid.org/0009-0008-0357-5762

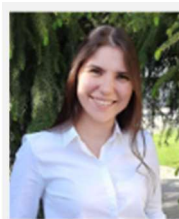
DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.33-42

Анотація. Представлено результати числового моделювання взаємодії шпунтової підпірної стіни з ґрунтовою основою за допомогою програмного комплексу Plaxis. Виконано детальний аналіз напружено-деформованого стану (НДС) підпірної стіни за двовимірною та тривимірною постановками задачі. Метою дослідження є оцінка впливу просторового підходу до моделювання на розподіл зусиль і переміщень у конструкції шпунтової стіни, а також порівняння результатів двовимірного та тривимірного аналізу.

У рамках дослідження двовимірний розрахунок НДС підпірної стіни виконано з використанням програмного комплексу Plaxis 2D. Цей метод дозволяє отримати розподіл напружень і деформацій у площині поперечного розрізу конструкції, надаючи цінну інформацію про взаємодію стіни з ґрунтовою основою. Проте, основним обмеженням цього підходу є неможливість врахування просторової роботи конструкцій, зокрема взаємодії між різними елементами конструкції, такими як палі, розподільчі балки та розпірні елементи.

Тривимірний аналіз виконано за допомогою програмного комплексу Plaxis 3D із застосуванням моделі поведінки ґрунтів Hardening Soil. Цей підхід забезпечує комплексне врахування просторової роботи конструкцій, дозволяючи більш точно моделювати поведінку підпірної стіни під дією навантажень. У моделі враховано вплив розподільчих балок (waler) та розпірних конструкцій, що забезпечує рівномірніший розподіл зусиль у конструкції.

Для аналізу обрано три характерні палі: кутову (№1), крайову (№2) та центральну (№3). Результати числового моделювання



Людмила БОНДАРЕВА
доцент кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Василь БЕГАН
аспірант кафедри
геотехніки

продемонстрували, що значення згинальних моментів та горизонтальних переміщень для кутової та крайової палі мають подібний характер і близькі значення у двовимірному та тривимірному аналізах. У той же час, для центральної палі спостерігаються суттєві відмінності в розподілі згинальних моментів та переміщень. Це пояснюється тим, що в тривимірній моделі враховано додаткові конструктивні елементи, які розподіляють навантаження, підвищуючи точність результатів.

Отримані результати підтверджують важливість використання тривимірного моделювання для оцінки напружено-деформованого стану складних інженерних конструкцій, таких як шпунтові підпірні стіни. Вони також демонструють, що облік просторової роботи конструкцій суттєво впливає на кінцевий розподіл зусиль і переміщень, забезпечуючи більш точний опис реальної поведінки стіни.

Ключові слова. Числове моделювання, підпірна стіна, ПК «Plaxis 2D», ПК «Plaxis 3D», Hardening Soil.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сталеві шпунтові підпірні стіни широко використовуються в інженерній практиці для утримання ґрунту в складних геотехнічних умовах. Правильне моделювання їхньої роботи є критичним для забезпечення надійності та стійкості конструкцій. Сучасні програмні комплекси, такі як Plaxis, дозволяють проводити як двовимірне (2D), так і тривимірне (3D) числове моделювання, що дає можливість більш точно врахувати особливості взаємодії конструкції з ґрунтовим масивом.

Підпірні стіни використовуються для утримання ґрунтів, збереження стійкості будівель, доріг тощо. Помилки в розрахунках можуть привести до серйозних наслідків, таких як пошкодження будівель, руйнування стін огороження котловану.

МЕТА РОБОТИ

Метою даної роботи є комплексний аналіз та порівняння напружено-деформованого стану шпунтової підпірної стіни,

змодельованої в програмному комплексі «Plaxis» в 3D і 2D постановках. Дослідження спрямоване на виявлення впливу просторового моделювання на точність і надійність розрахунків.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Огородження котловану запроєктовано з шпунтових паль у вигляді широкополічкових двотаврів, розподільчої балки з двох спарених двотаврів і розпірок з круглих труб. Крок шпунтин – 1м, між шпунтинами влаштовується дощата забірка, розкріплення виконані на рівнях 0; -3; -6; -10 м.

Дно котловану знаходиться на відмітці - 10 м від рівня поверхні ґрунту. Загальний вигляд підпірної стіни наведено на Рис. 1. Відповідно до інженерно-геологічних вишукувань, серед нашарувань ґрунтів в основному глинисті та піщані ґрунти. В якості основи для шпунтин обрано ІГЕ-7 – глина легка, пилувата. Фізико-механічні характеристики ґрунтів наведено в Табл. 1. Загальний вигляд дослідних паль наведено на Рис. 2.

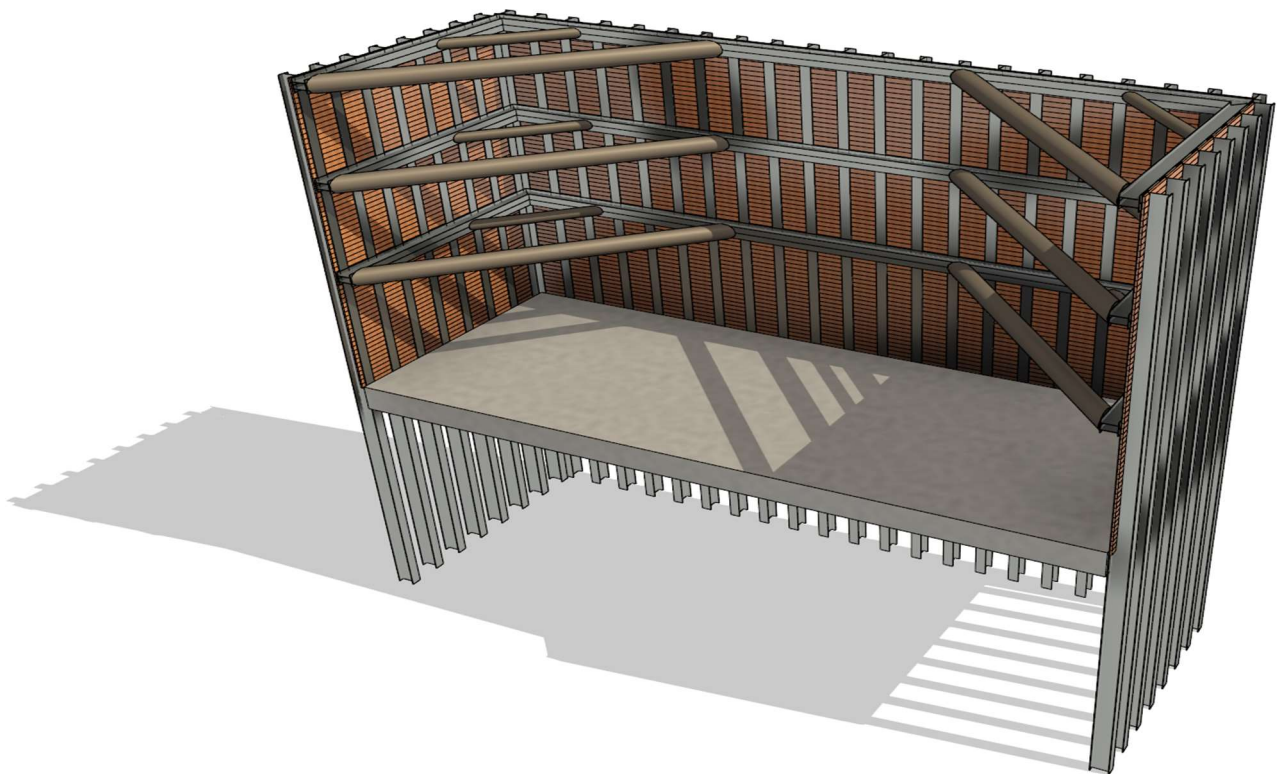


Рис.1. Загальний вигляд підпірних стін.
Fig.1. General view of retaining walls.

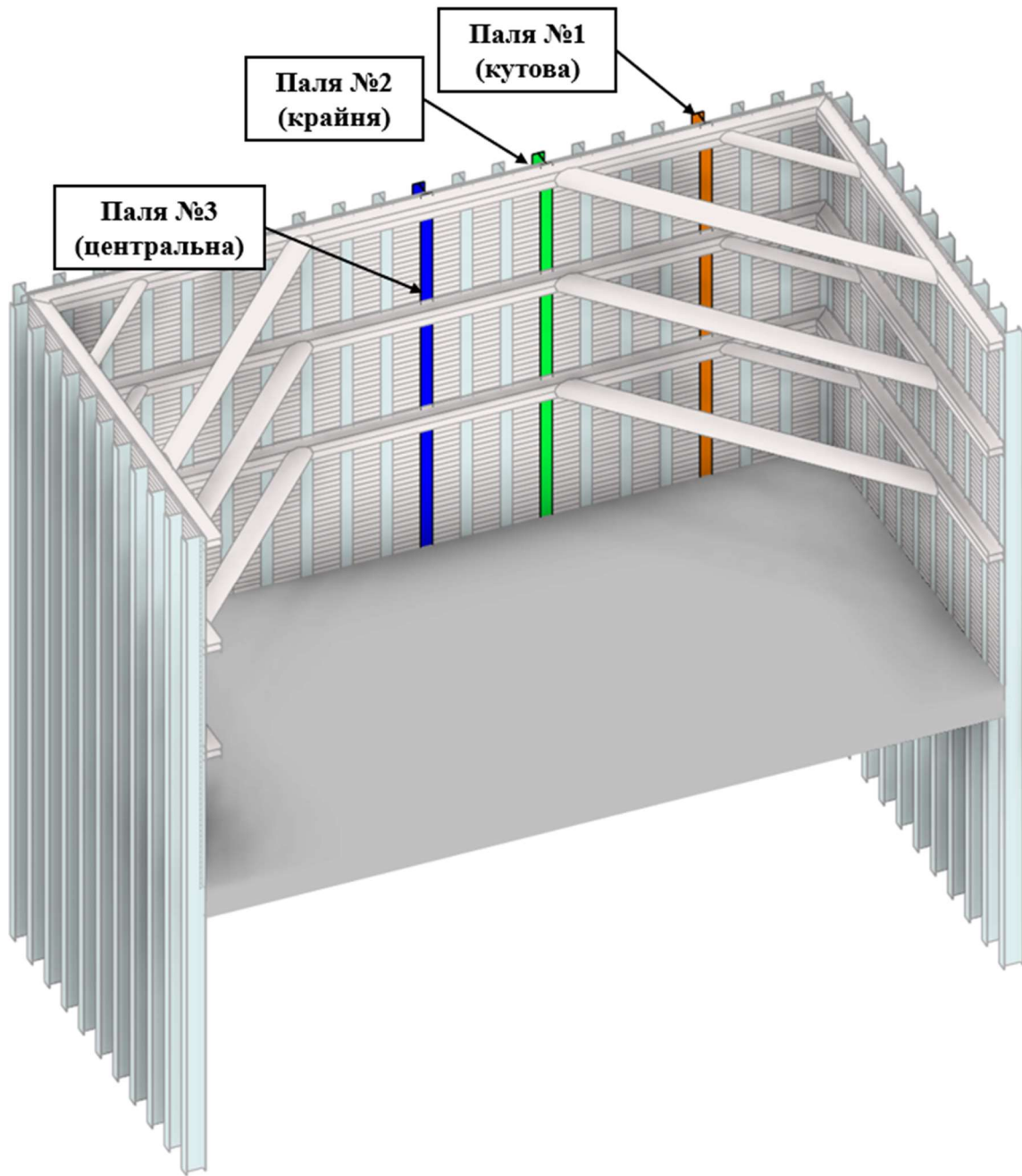


Рис.2. Загальний вигляд дослідних палей.
Fig.2. General of test piles.

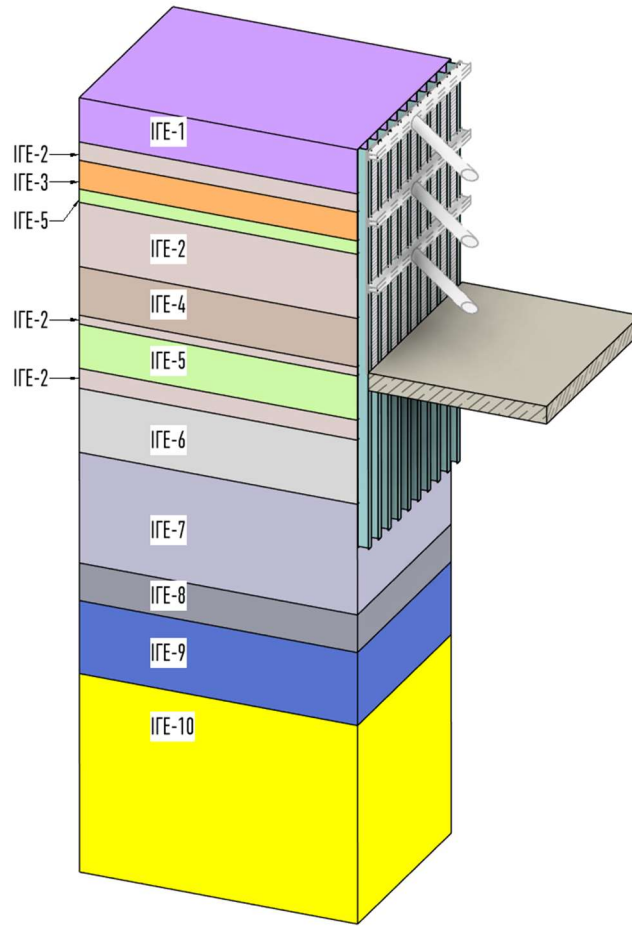


Рис.3. Інженерно-геологічний розріз майданчика будівництва та посадка підпірної стіни.
 Fig.3. Engineering-geological section of the construction site and planting of the retaining wall.

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

ІГЕ	Щільність, ρ	Коеф. пористості, e	Природна вологість, w	Коефіцієнт фільтрації, K_f	Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Питоме зчеплення, C_n	Кут внутрішнього тертя, φ_n	Модуль деформації, E
	г/см ³	–	–	м/доб	–	–	кПа	°	МПа
1	–	–	–	–	–	–	–	–	–
2	1,85	0,632	0,133	0,8	0,05	0,05	15	26	16
3	1,92	0,588	0,127	0,05	0,16	<0	36	24	24
4	1,69	0,646	0,049	5,7	–	–	2	31	26
5	1,71	0,596	0,032	8,5	–	–	1	35	30
6	1,88	0,686	0,184	0,05	0,11	0,08	24	21	14
	1,96	0,696	0,217	0,001	0,24	0,11	80	16	21
	1,93	0,622	0,176	0,8	0,06	0,43	13	25	14
	2,04	0,587	0,218	5	–	–	2	34	26
	1,86	0,673	0,173	0,1	0,03	0,77	22	18	12

Для першого варіанту розрахунку (за допомогою ПК «Plaxis 2D») моделювання системи «палі - ґрунт» виконано двовимірній

постановці для трьох дослідних палей
Розрахункова схема кутової палі наведена на Рис. 4., а центральної палі на Рис. 5.

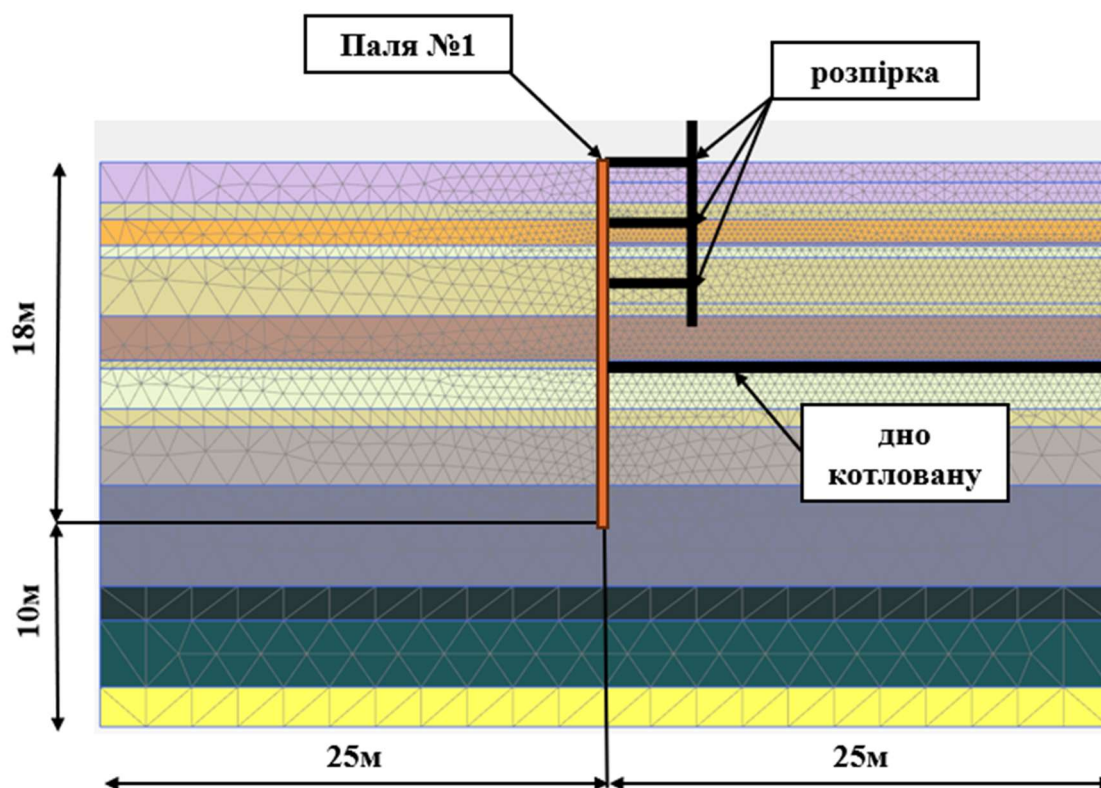


Рис.4. Розрахункова схема кутової (№2) палі в «Plaxis 2D».
Fig.4. Design scheme of the corner (№2) pile in «Plaxis 2D».

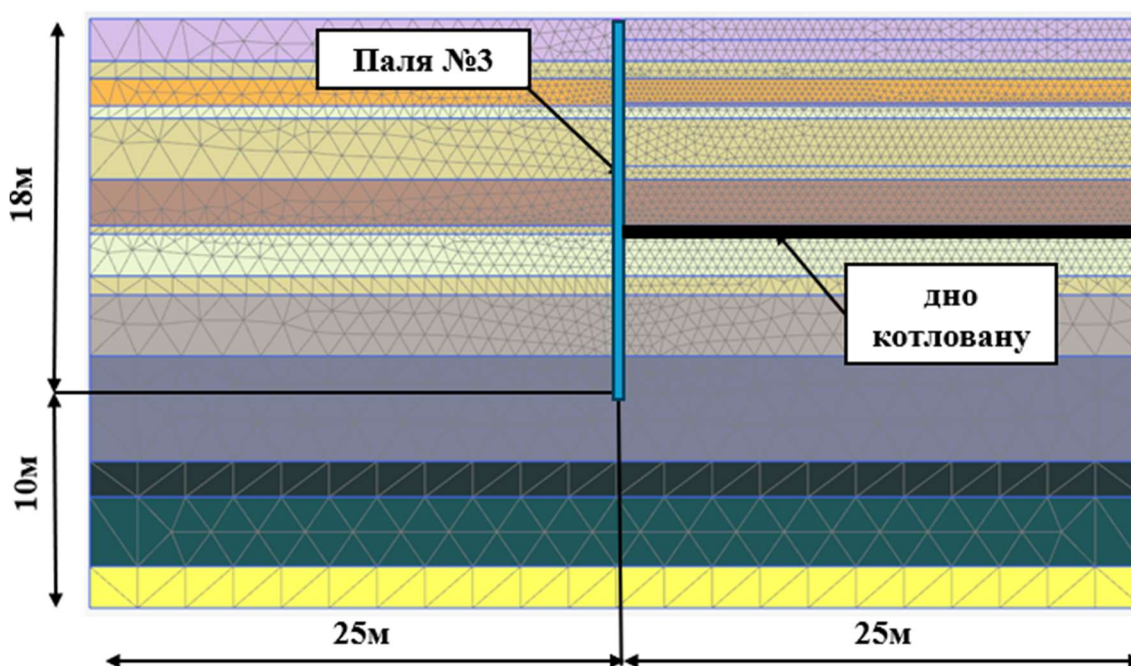


Рис.5. Розрахункова схема центральної (№3) палі в «Plaxis 2D».
Fig.5. Design scheme of the central (№3) pile in «Plaxis 2D».

За результатами розрахунку отримано значення згинальних моментів та максимальних горизонтальних переміщень на останній стадії розкопки котловану. Значення

максимальних горизонтальних переміщень для першого варіанту розрахунку (в 2D постановці) для палі №1 та №3 наведено на рис. 6 і 7 відповідно.

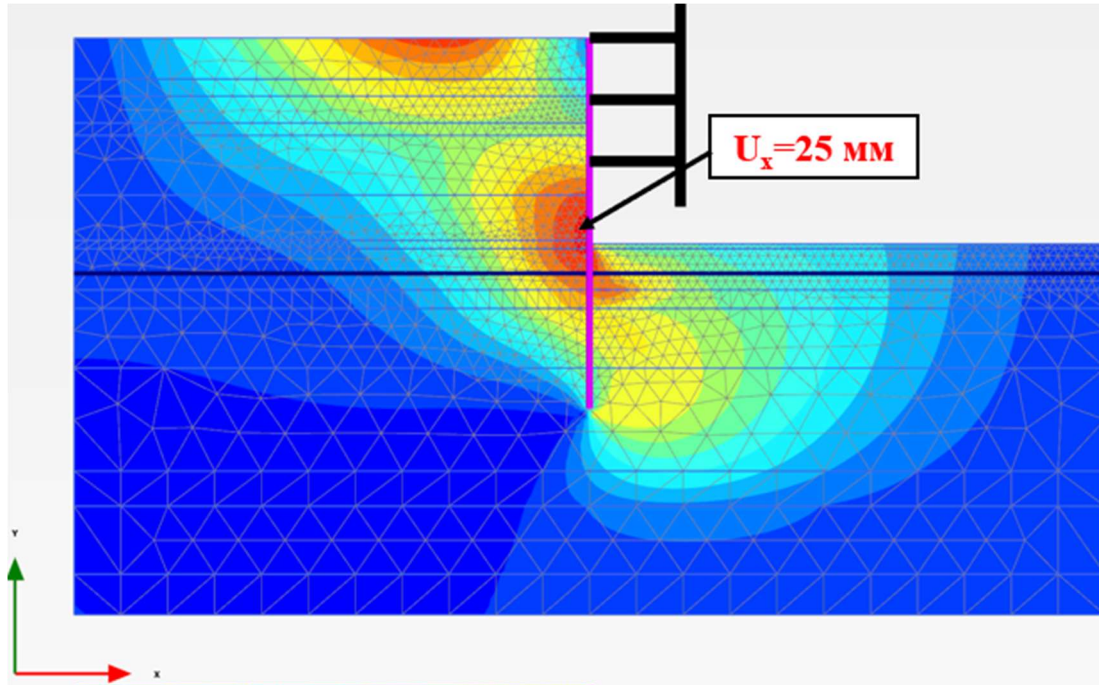


Рис.6. Значення максимальних горизонтальних переміщень для першого варіанту розрахунку для палі №1.

Fig.6. Values of maximum horizontal displacements for the first calculation option for pile № 1.

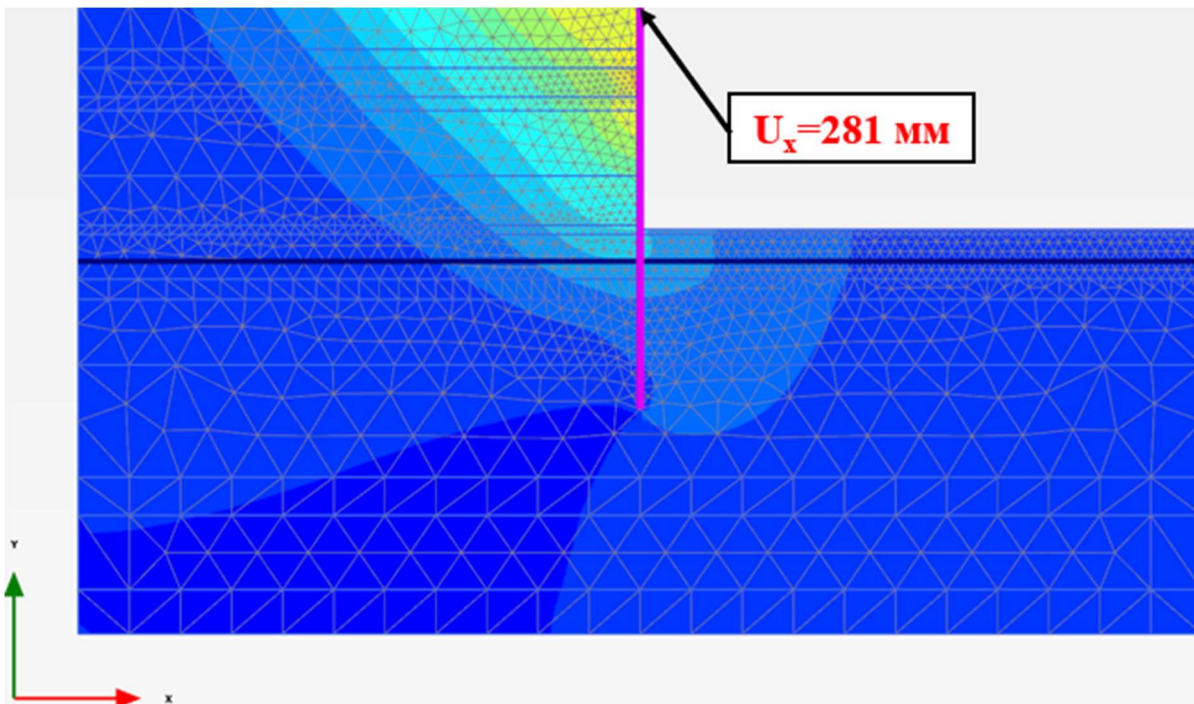


Рис.7. Значення максимальних горизонтальних переміщень для першого варіанту розрахунку для палі №3.

Fig.7. Values of maximum horizontal displacements for the first calculation option for pile № 3.

Для другого варіанту розрахунку виконано моделювання системи «грунтовий масив–шпунтова стіна» в 3D постановці в ПК «Plaxis 3D». В даному варіанті враховано роботу розпірних конструкцій – розпірок з труб і розподільчих балок з спарених

двотаврів. В результаті розрахунку отримано значення згинальних моментів і переміщень для кожної шпунтини. Загальний вигляд розрахункової моделі наведено на рис. 8, а значення максимальних горизонтальних переміщень наведено на рис. 9.

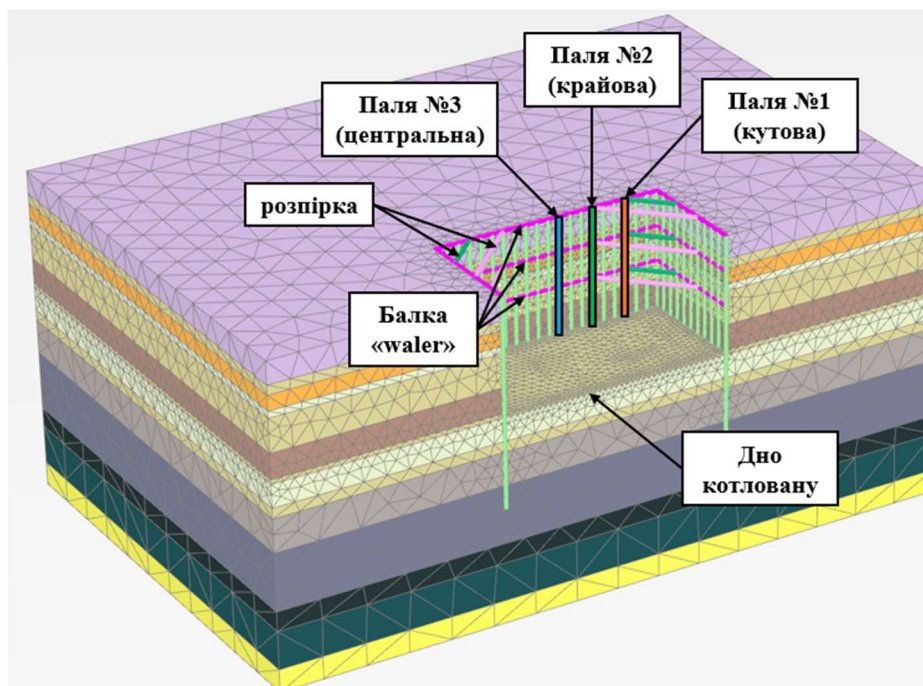


Рис.8. Загальний вигляд розрахункової моделі в «Plaxis 3D».

Fig.8. General view of the calculation model in «Plaxis 3D».

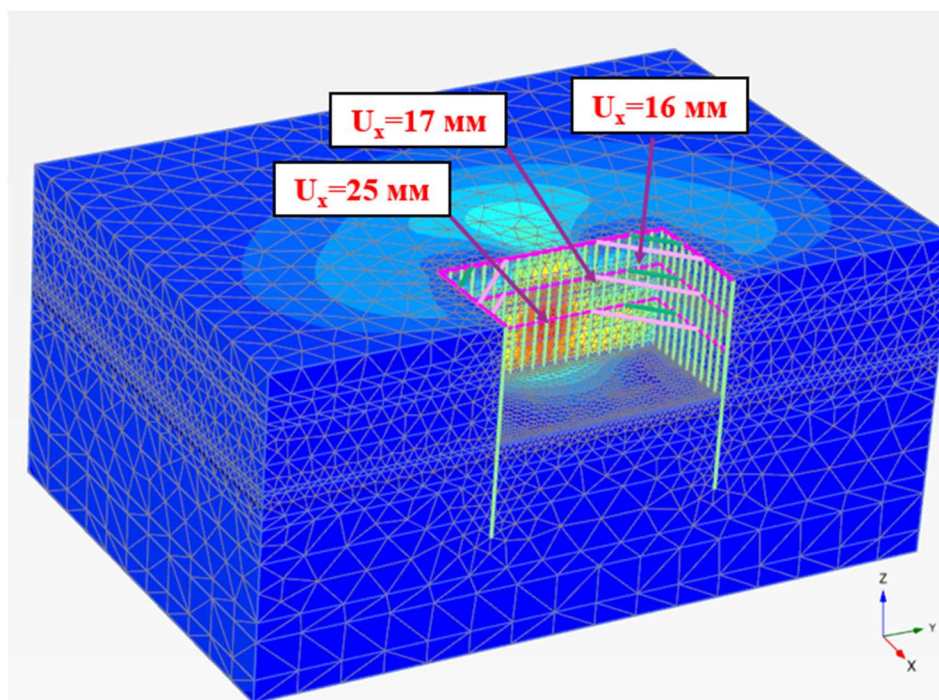


Рис.9. Значення максимальних горизонтальних переміщень в «Plaxis 3D».

Fig.9. Maximum horizontal displacements in «Plaxis 3D».

Порівняння значень згинальних моментів для трьох дослідних паль в обох варіантах розрахунку наведено на Рис. 10, порівняння значень максимальних горизонтальних переміщень наведено на Рис. 11, порівняння у вигляді діаграм наведено на Рис. 12 і 13

відповідно.

Отримано, що значення максимальних згинальних моментів і максимальних горизонтальних переміщень для трьох дослідних паль менші в 3D постановці.

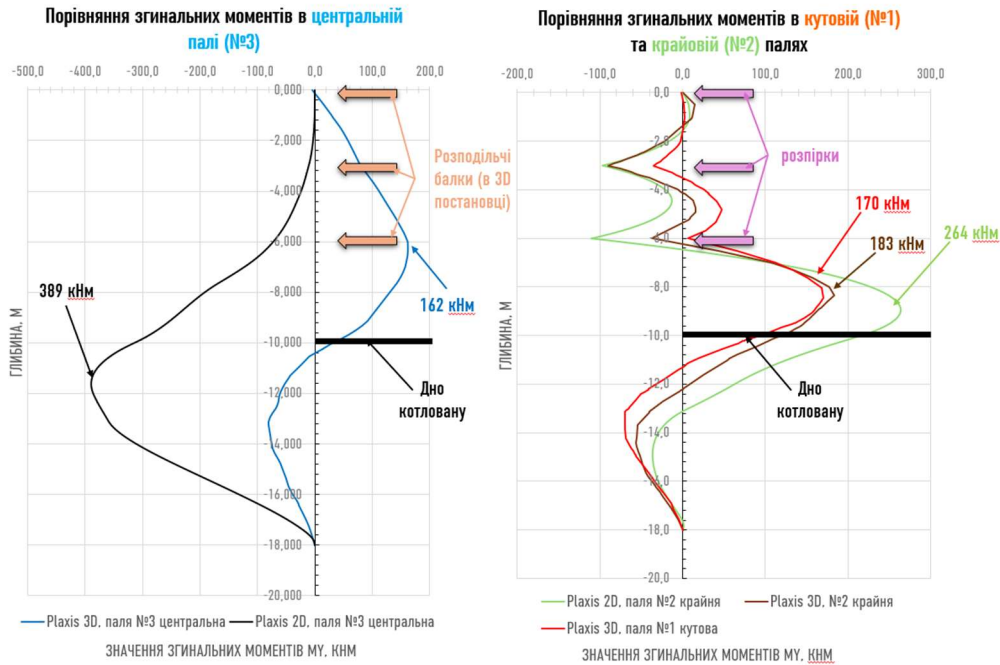


Рис.10. Порівняння значень згинальних моментів для трьох дослідних паль в обох варіантах розрахунку.

Fig.10. Comparison of bending moments for three experimental piles in both design variants.

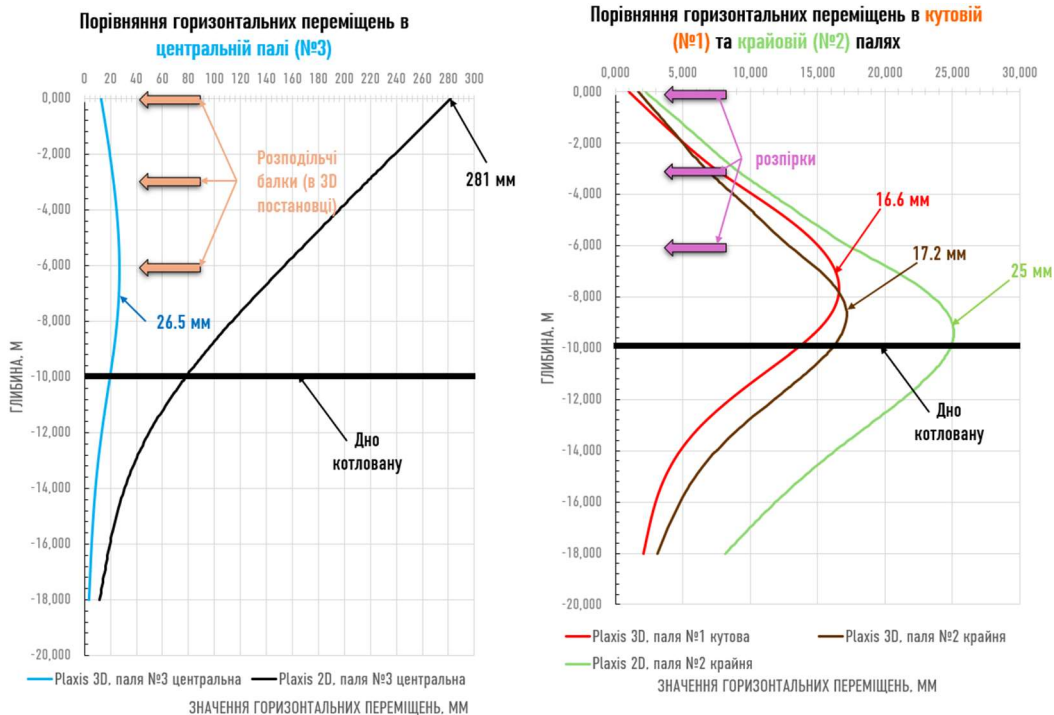


Рис.11. Порівняння значень горизонтальних переміщень для трьох дослідних паль в обох варіантах розрахунку.

Fig.11. Comparison of horizontal displacements for three experimental piles in both calculation variants.

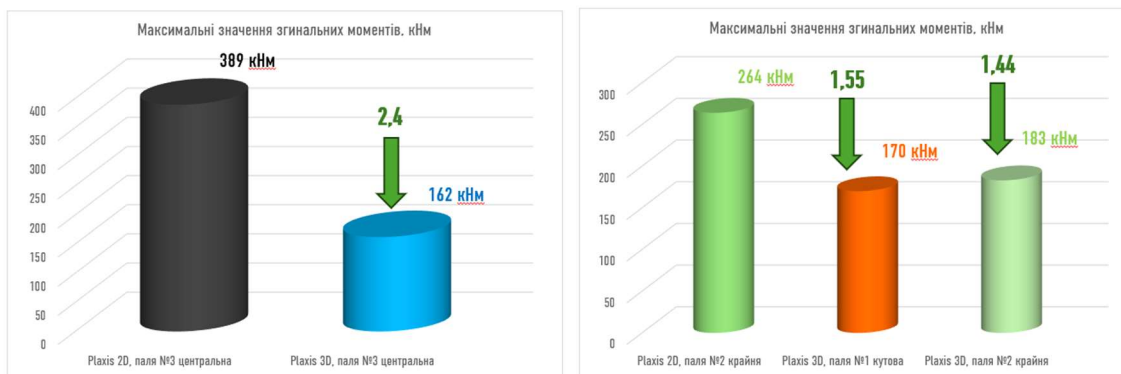


Рис.12. Діаграма згинальних моментів для трьох дослідних палей в обох варіантах розрахунку.
Fig.12. Diagram of bending moments for three test piles in both design variants.

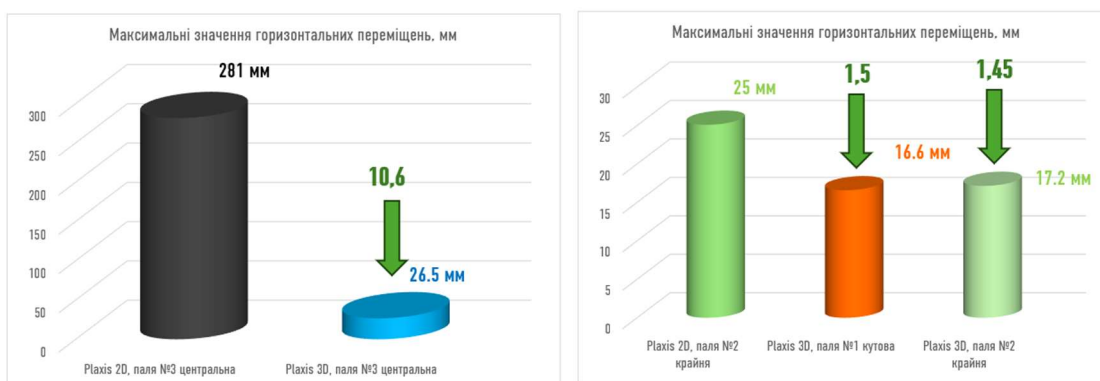


Рис.13. Діаграма горизонтальних переміщень для трьох дослідних палей в обох варіантах розрахунку.
Fig.13. Diagram of horizontal displacements for three test piles in both design variants.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Показано, що спосіб моделювання має суттєвий вплив на НДС конструкцій підпірної стіни.

Встановлено, що значення максимальних згинальних моментів підпірної стіни суттєво відрізняються в двох варіантах розрахунку. В **другому варіанті** значення максимальних згинальних моментів для крайньої палі (№2) майже в **1,5 рази менші**, ніж в **першому варіанті**, а для центральної палі (№3) – менші майже в **2,5 рази**.

Досліджено, що значення максимальних горизонтальних переміщень для крайньої палі (№2) в **другому варіанті** також майже в **1,5 рази менші**, ніж у **першому варіанті**, а для центральної палі (№3) менші **приблизно у 10 раз**.

Визначено, що значення максимальних згинальних моментів та максимальних горизонтальних переміщень для палей №1 та №2 в 3D постановці відрізняються **на 10%**.

Показано, що розподіл як згинальних моментів, так і горизонтальні переміщення в підпірній стіні суттєво відрізняються в обох варіантах. За рахунок того, що в **другому варіанті** змодельовано роботу просторової розпірної конструкції, у вигляді розпірок і розподільчих балок, яку неможливо врахувати в 2D постановці.

ЛІТЕРАТУРА

1. Михайловський Д.О. Аналіз існуючих методик розрахунку підпірних стін з буронабивних палей. / Д. Михайловський, О. Комар, М. Хоронжевський // *Основи та фундаменти: Науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2023. – Вип. 46. – С. 88-97. DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.88-97
2. Настанова з проектування підпірних стін: ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014 К.: Мінрегіонбуд України, 2015.
3. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБНВ.2.1–10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіон України, 2018 – 36с.

4. Михайловский Д.В. Моделирование пального фундамента з використанням об'ємних фізично-нелінійних скінчених елементів ґрунту / Д.В. Михайловский, Д.М. Матющенко, А.О.Смоленський. // *Науково-технічний журнал «Нові технології в будівництві»*. №29'15 – Київ: НДІБВ. – 2015. – С.44 – 52.
5. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – Київ: ФАКТ, 2007. – 392с.

REFERENCES

1. Mykhailovskyi D., Komar O., Khoron-zhevskyi M. (2023) Analiz isnuichykh metodyk rozrakhunku pid-pirnykh stin z buronabyvnykh pal [Analysis of existing methods for calculating retaining walls from bored piles]. *Osnovy ta fundamente: Nau-kovo-tekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 46, 88-97 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.46.2023.88-97
2. Nastanova z proektuvannia pidpirnykh stin: DSTU-N B V.2.1-31:2014 9 (2015) K.: Minrehionbud Ukrainy. (in Ukrainian).
3. Osnovy ta fundamente sporud. Osnovni polozhennia: DBNV.2.1–10:2018. (2018) – [Chynnyi vid 2019.01.01]. – K.: Minrehion Ukrainy, 36 (in Ukrainian).
4. Mykhailovskyi D.V., Matiushchenko D.M., Smolenskyi A.O. (2015) Modeliuvannia palovoho fundamente z vykorystanniam obiem-nykh fizychno-neliniinykh skinchenykh elementiv hruntu [Pile foundation modeling using volume physical nonlinear soil finite elements] *Naukovo-tekhnichnyi zhurnal «Novi tekhnolohii v budi-vnytstvi»*. Kyiv: NDIBV, Vol. 2915, 44-52. (in Ukrainian).
5. Horodetskyi A.S. Evzerov Y.D. (2007) Komp'iuternye modely konstruktsiyi [Computer models of construction]. Kyiv: FAKT, .392 (in Ukrainian).

Study of Stress-Strain State of foundation structures in determining pile vertical stiffness if various software suites

Lyudmila BONDAREVA
Vasyl BEHAN

Summary This paper presents the results of numerical modeling of the interaction between a sheet pile retaining wall and the soil foundation using the

Plaxis software package. A detailed analysis of the stress-strain state (SSS) of the retaining wall was carried out for both two-dimensional (2D) and three-dimensional (3D) problem formulations. The aim of the study is to evaluate the influence of the spatial modeling approach on the distribution of forces and displacements in the retaining wall structure and to compare the results of 2D and 3D analyses.

As part of the study, the 2D calculation of the SSS of the retaining wall was performed using the Plaxis 2D software. This method provides the distribution of stresses and strains within the cross-sectional plane of the structure, offering valuable insights into the interaction between the wall and the soil foundation. However, the main limitation of this approach is its inability to account for the spatial behavior of structures, including the interaction between different structural elements such as piles, walers, and bracing components.

The 3D analysis was performed using the Plaxis 3D software, employing the Hardening Soil model for soil behavior. This approach enables a comprehensive consideration of the spatial behavior of structures, allowing for a more accurate simulation of the retaining wall's performance under load. The model takes into account the influence of walers and bracing components, ensuring a more uniform force distribution within the structure.

Three characteristic piles were selected for analysis: a corner pile (№1), an edge pile (№2), and a central pile (№3). The results of numerical modeling revealed that the bending moments and horizontal displacements for the corner and edge piles exhibit similar patterns and close values in both the 2D and 3D analyses. However, significant differences in the distribution of bending moments and displacements were observed for the central pile. This discrepancy is attributed to the inclusion of additional structural elements in the 3D model, which distribute the loads more evenly and improve result accuracy.

The findings confirm the importance of using 3D modeling for the assessment of the stress-strain state of complex engineering structures such as sheet pile retaining walls. They also demonstrate that accounting for the spatial behavior of structures significantly affects the final distribution of forces and displacements, providing a more precise representation of the wall's real behavior.

Keywords: Numerical modeling, retaining wall, Plaxis 2D, Plaxis 3D, Hardening Soil.

Моделювання взаємодії палі з ґрунтовим середовищем з використанням нелінійної математичної моделі з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора

Олександр ГАВРИЛЮК¹, Остап КАШОЇДА², Вероніка ЖУК³

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

¹gavryliuk.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0001-7252-0679

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

³zhuk.vv@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-1114-3192

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.43-54

Анотація. Випробування ґрунту палями дозволяють визначити несучу здатність палі по ґрунту максимально точно. Вони мають проводитися завчасно, до влаштування конструкцій фундаментів - за їх результатами приймають рішення про необхідність внесення коректив. Однак статичні випробування зазвичай потребують значних витрат часу, що обумовлено їх технологією виконання. Основний недолік статичних випробувань натурної палі – вони є найдорожчим методом, але при цьому таким, що дає можливість найточніше відтворити умови роботи палі, а саме, навантаження на палю від надфундаментних конструкцій будівлі або споруди.

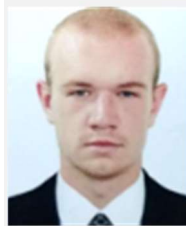
Розрахункове значення, отримане за інженерними розрахунками, надає можливість тільки попередньої і наближеної оцінки несучої здатності палі по ґрунту. Ця методика є найпростішою, але в той же час і найменш точною.

Числове моделювання дозволяє наблизити результати статичного випробування дослідної палі до результатів моделювання за умови ідентифікації параметрів ґрунтового середовища для обраної математичної моделі.

В дослідженні для числового моделювання експерименту, а саме, комп'ютерної симуляції випробування натурної палі статичним вдавлюючим навантаженням, було використано програмний комплекс «Midas GTS NX» із застосуванням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище та стовбур палі. Для опису закономірностей поведінки ґрунту під навантаженням було використано нелінійний закон деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. Ця модель поєднує нелінійні пружні



Олександр ГАВРИЛЮК
асистент кафедри геотехніки



Остап КАШОЇДА
доцент кафедри геотехніки
PhD



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

і пружно-пластичні моделі.

В роботі досліджено характер формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву під п'ятою палі та вздовж бічної поверхні палі на всіх етапах навантаження під час реалізації комп'ютерної симуляції натурального випробування палі. Виявлено фази роботи палі переважно по бічній поверхні та включення складової несучої здатності під п'ятою палі. Зафіксовано формування зон-концентраторів вертикальних напружень в ґрунтовому масиві під п'ятою палі. Встановлено характер передачі навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі

за даними розподілу поздовжніх зусиль в стовбурі палі.

Ключові слова. Паля, числове моделювання, напружено-деформований стан, ґрунтове середовище, Midas GTS NX, модифікована модель Кулона-Мора.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Експериментальні випробування дослідних палей дають можливість отримати найбільш достовірну інформацію про закономірності роботи палі в ґрунті, проте основним недоліком таких методик є трудомісткість та вартість реалізації. Тому було здійснено спробу ідентифікувати параметри ґрунтового середовища для можливості подальшого визначення несучої здатності палі за даними числового моделювання. Для цього було реалізовано комп'ютерну симуляцію випробування натурної палі статичним вдавлюючим навантаженням у програмному комплексі «Midas GTS NX» з використанням об'ємних скінченних елементів, що моделюють ґрунтове середовище та палю. В якості еталону було обрано результати натурних випробувань палей.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Визначенням несучої здатності бурових палей, що були отримані за різними методами, із дослідженням впливу відповідних факторів на результати розрахунків займалися Бойко І.П., Березанцев В.Г., Бартоломей А.А. та інші вчені.

МЕТА РОБОТИ

Здійснити імітаційне моделювання статичного випробування натурної палі в піщаних ґрунтах. Дослідити роботу палі в нелінійному ґрунтовому середовищі в умовах вдавлюючого навантаження.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

1) Несуча здатність палі за даними натурного експерименту (статичне випробування ґрунту палями).

В геологічній будові майданчика до

розвіданої глибини 40 м, приймають участь: з поверхні території – сучасні насипні відклади, алювіально-озерні та алювіальні відклади, які підстеляються бучакським та канівським пісками. На дослідному майданчику було виконано статичне випробування натурних палей діаметром 620 мм довжиною 23 м. Несучим шаром бурюін'єкційних палей є ПЕ-15 (пісок дрібний) (рис.1). Навантаження на дослідні палі було доведено до $p=2827,4$ кН для БП-1 та до $p=2513,3$ кН для БП-2, при цьому їх осідання складало відповідно 28,77 мм та 32,41 мм.

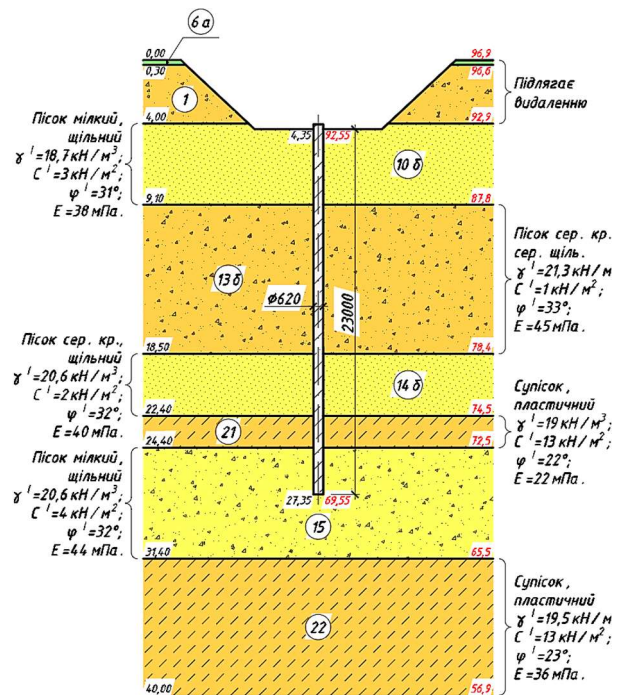


Рис.1. Посадка палі на геологію.
Fig.1. Placing a pile on the geology.

Згідно діючих норм несуча здатність палей F_d за результатами натурних випробувань була визначена за даними статичного випробування за формулою (1) згідно величині навантаження $F_{u,n}$, що відповідає осіданню S , яке було визначено за формулою (2).

$$F_d = \frac{\gamma_c \cdot F_{u,n}}{\gamma_g} \tag{1}$$

де: γ_c - коефіцієнт умов роботи при вдавлювальних і горизонтальних навантаженнях; γ_g - коефіцієнт надійності по ґрунту; $F_{u,n}$ - нормативне значення граничного опору палі, яке приймають рівним окремому значенню граничного опору палі $F_{i.}$, як

навантаження, під впливом якого дослідна паля отримала осідання S , яке визначають за формулою (2).

$$S = \zeta S_{u,mt} \quad (2)$$

де: $S_{u,mt}$ - граничне значення середнього осідання фундаменту будинку; ζ - коефіцієнт переходу від значення $S_{u,mt}$ до величини осідання палі, що отримано при статичних випробуваннях з умовною стабілізацією осідання палі.

Для граничного значення середнього осідання фундаменту будинку $S_{u,mt}=15$ см відповідно величина осідання буде: $S=0.2 \cdot 150=30$ (мм).

Відповідно, нормативне значення граничного опору дослідних паль складало: $F_{u,n} = 2827.4$ кН (для БП-1) і $F_{u,n} = 2443.3$ кН (для БП-2). Тоді несуча здатність паль (1) буде:

$$F_d = 2827.4 \text{ кН (для БП-1);}$$

$$F_d = 2443.3 \text{ кН (для БП-2).}$$

2) Інженерний розрахунок несучої здатності палі по ґрунту.

Для попередньої оцінки величини несучої здатності палі по ґрунту було виконано розрахунок аналітичним способом за формулою (3). Несуча здатність була визначена для буроін'єкційної палі діаметром 620 мм довжиною 23 м.

$$F_d = \gamma_c \left(\gamma_{CR} R A + u \sum \gamma_{cf} f_i h_i \right) \quad (3)$$

де: γ_c - коефіцієнт умов роботи палі в ґрунті; γ_{CR} - коеф. умов роботи ґрунту під нижнім кінцем палі; R - розрахунковий опір ґрунту під нижнім кінцем палі, що визначається за формулою (4) за умови спірання бурової на піщаний ґрунт; u - зовнішній периметр поперечного перерізу палі; A - площа спірання палі на ґрунт; f_i - розрахунковий опір ґрунту на бічній поверхні палі в межах i -го шару ґрунту; γ_{cf} - коеф. умов роботи ґрунту по боковій поверхні палі; h_i - товщина i -го шару ґрунту, дотичного з бічною поверхнею палі.

$$R = k_c \alpha_4 (\alpha_1 \gamma'_1 d + \alpha_2 \alpha_3 \gamma_l h) \quad (4)$$

де: k_c - коефіцієнт, що приймають 1,0 при

збереженні ґрунтового ядра в основі палі; $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$ - безрозмірні коефіцієнти, що приймають залежно від розрахункового значення кута внутрішнього тертя ґрунту основи; γ'_1 - розрахункове значення питомої ваги ґрунту в основі палі; γ_l - усереднене по шарах розрахункове значення питомої ваги ґрунтів, розташованих вище нижнього кінця палі; d - діаметр палі; h - глибина закладання нижнього кінця палі.

Таким чином, для буроін'єкційної палі діаметром 620 мм довжиною 23 м розрахунковий опір під п'ятою палі склав $R=5468$ кПа, а несуча здатність під низом палі та по її бічній поверхні - $F_{dR}=1650$ кН і $F_{df}=2263$ кН відповідно. Тоді очікувана несуча здатність буроін'єкційної палі по ґрунту складала $F_d=3913,10$ кН.

3) Числове моделювання експериментальних даних випробування.

Засобами ПК «Midas GTS NX» було реалізовано комп'ютерну симуляцію натурних випробувань паль статичним вдавлюючим навантаженням (рис. 2). При цьому було застосовано об'ємні скінчені елементи для моделювання ґрунтового масиву та стовбура палі.

Для опису закономірностей поведінки ґрунту під навантаженням було використано нелінійний закон деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора. Ця модель поєднує нелінійні пружні і пружно-пластичні моделі, що орієнтовані для характеризувати поведінки піщаних і пилуватих ґрунтів. Модель дозволяє задавати різні модулі пружності для етапів навантаження та розвантаження.

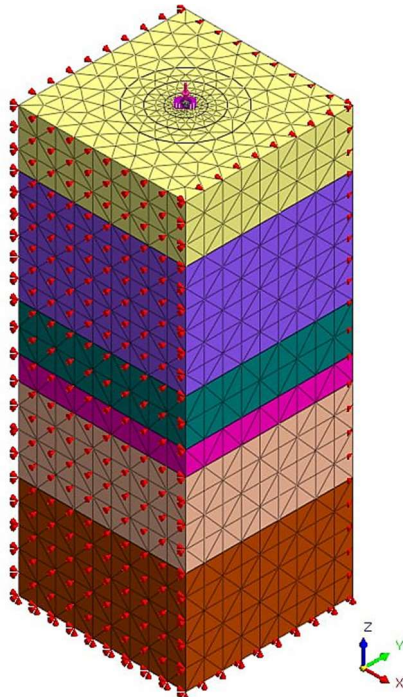
Геологічні умови майданчика було задано у відповідності з матеріалами інженерно-геологічних вишукувань. Ґрунтовий масив моделювався об'ємними тривимірними скінченими елементами (SE). Розміри "вирізаної" частини ґрунтового масиву та щільність сітки скінчених елементів підбирались дослідним шляхом таким чином, щоб мінімізувати вплив від зміни цих факторів на результат розрахунків та при цьому найбільш точно врахувати особливості взаємодії палі з навколишнім ґрунтом. Було прийнято

розмір блоку ґрунту 14 м × 14 м × 36 м зі змінною тріангуляцією, що поступово укрупнюється з віддаленням від стовбура палі (крок тріангуляція зростає від 0,1 м навколо палі до 1,6 м для крайових зон ґрунтового масиву).

Постановки задач враховували стадійність прикладання навантаження на палю

під час комп'ютерної симуляції натурального випробування палі статичним навантаженням. Для коректного накопичення напружено-деформованого стану ґрунтового середовища було враховано еволюцію навантажень на ґрунт та етапність реалізації випробування палі. Нелінійні розрахунки виконувалися із застосуванням крокового

a)



b)

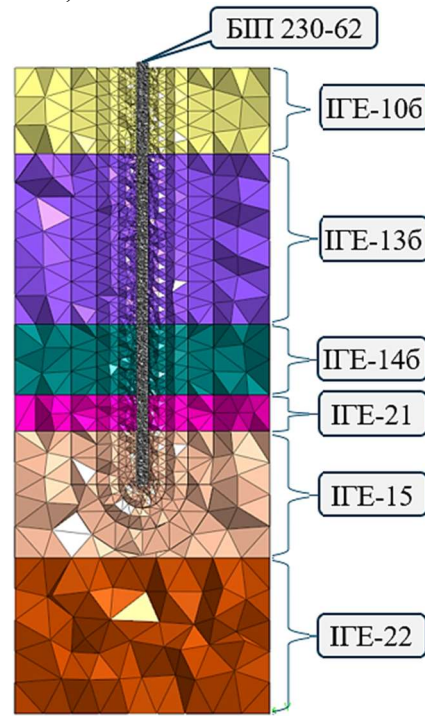


Рис.2. Скінчено-елементна модель для числового моделювання засобами ПК «Midas GTS NX» роботи палі в ґрунті: *a* – прямокутна ізометрія; *b* – розріз.

Fig.2. Finite element model for numerical simulation using the PC "Midas GTS NX" of pile work in soil: *a* - rectangular isometry; *b* - section.

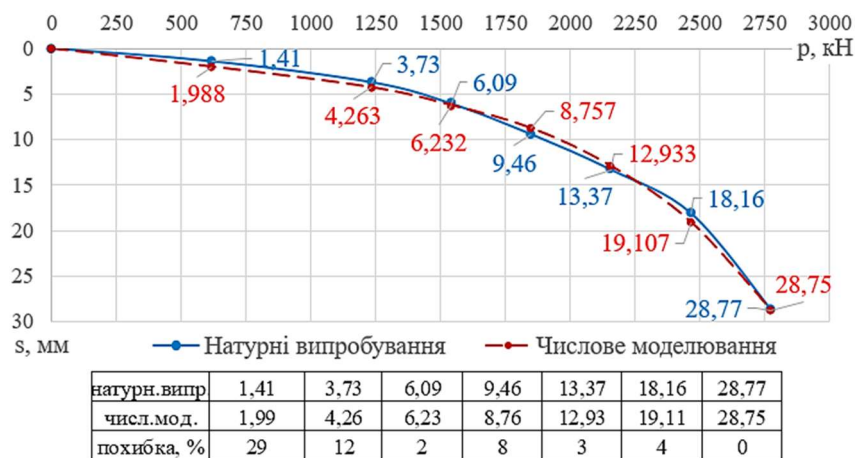


Рис.3. Графік $S = f(p)$ за даними натурних випробувань палі та результатами числового моделювання випробування.

Fig.3. Graph $S=f(p)$ based on field pile testing data and numerical simulation test results.

методу при відносно малих приростах навантаження – для кожної ступені навантаження на палю було застосовано 20 кроків

Внаслідок ідентифікації параметрів моделі ґрунтового середовища, було досягнуто достатньої збіжності результатів числового моделювання із даними натурних випробувань палі на майданчику – відхилення значень вертикальних переміщень палі внаслідок прикладеної відповідної ступені навантаження не перевищувала 1 мм, що для різних етапів навантаження складало від 3...5% до 10...30% (рис 3).

4) Аналіз результатів визначення несучої здатності палі по ґрунту.

Аналіз різних методик визначення несучої здатності палі по ґрунту (рис. 3). показав, що числове моделювання з використанням ідентифікованих параметрів ґрунтового середовища для модифікованої моделі Кулона-Мора дозволяє спрогнозувати значення несучої здатності палі по ґрунту із достатньо високою точністю, порівняно із аналітичним способом розрахунку F_d за формулою (3).

Порівняння результатів визначення несучої здатності палі $\varnothing 620$ мм $L=23$ м за різними методиками виявило, що похибка для величини F_d за даними комп'ютерної симуляції не перевищує 5% в порівнянні із даними натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням (рис. 4). В той

же час для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі аналітична методика дала завищений на 40% результат розрахунку F_d .

5) Дослідження характеру роботи палі в ґрунтовому середовищі за даними комп'ютерної симуляції.

На рис. 5 наведено напружено-деформований стан стовбура палі, отриманий за результатами числового моделювання випробування палі $\varnothing 620$ мм $L=23$ м статичним вдавлюючим навантаженням. Несучим шаром палі є ІГЕ-15 (пісок дрібний щільний, $E=44$ МПа). Результати наведено для ступені навантаження $N_7=2800$ кН.

Осідання оголовка палі склало 28,4 мм (рис.5-а), при цьому очікуване за даними числового моделювання вертикальне переміщення п'яти палі складає 22,3 мм. Зафіксовано різницю осідання оголовка та п'яти палі в межах 6 мм. Тоді відносні деформації стовбура палі стиску склали $\epsilon_{c1} = 0,00027$ що не перевищує величини граничної відносної деформації бетону при стиску $\epsilon_{cu} = 0,00344$.

Епюра поздовжніх зусиль (рис. 5-б) ілюструє зниження величини стискаючих зусиль з $N=2773$ кН в оголовку палі до $N = 868$ кН на рівні п'яти палі, що свідчить про передачу навантаження на ґрунт через бічну поверхню палі. Для заданих ґрунтових умов і геометричних параметрів палі через бічну поверхню палі за даними числового



методика визначення	F_d , кН (похибка, %)	N , кН (похибка, %)
натурні випробування	2827 (-)	2356 (-)
аналітичний розрахунок	3913 (+40%)	2795 (+20%)
числове моделювання	2773 (-2%)	1981 (-15%)

Рис.4. Несуча здатність палі по ґрунту F_d та розрахункове навантаження на палю N за різними методиками розрахунку.

Fig.4. Bearing capacity of a pile F_d and design load on the pile N according to different calculation methods.

моделювання передається на ґрунт до 70% від загального вдавлюючого навантаження на палю (рис. 6). За аналітичними розрахунками несучої здатності F_d за формулою (3) для заданих геометричних параметрів палі та ґрунтових умов складові несучої здатності палі по ґрунту мають наступний розподіл:

- по бічній поверхні очікувана несуча здатність складає $F_{df} = 2263$ кН, що відповідає 60% від загальної величини F_d ;
 - несуча здатність під вістрям палі складає $F_{dR} = 1650$ кН, що відповідає 40% від F_d .
- За результатами числового моделювання можна відслідкувати еволюцію формування

ядра ущільненого ґрунту під низом палі.

На рис. 7 зображено вертикальні переміщення в ґрунтовому масиві в зоні нижньої частини палі. До 5-ї ступені навантаження на палю включно, приріст деформації під низом палі знаходився в межах 1...2 мм. Починаючи з 6-ї ступені ($N_6=2500$ кН) спостерігається принципова зміна характеру поведінки ґрунту під вдавлюючим навантаженням, при цьому приріст деформації на наступних стадіях навантаження палі складає 6...7 мм, що свідчить про руйнування структури ґрунту та виникнення пластичної складової деформацій.

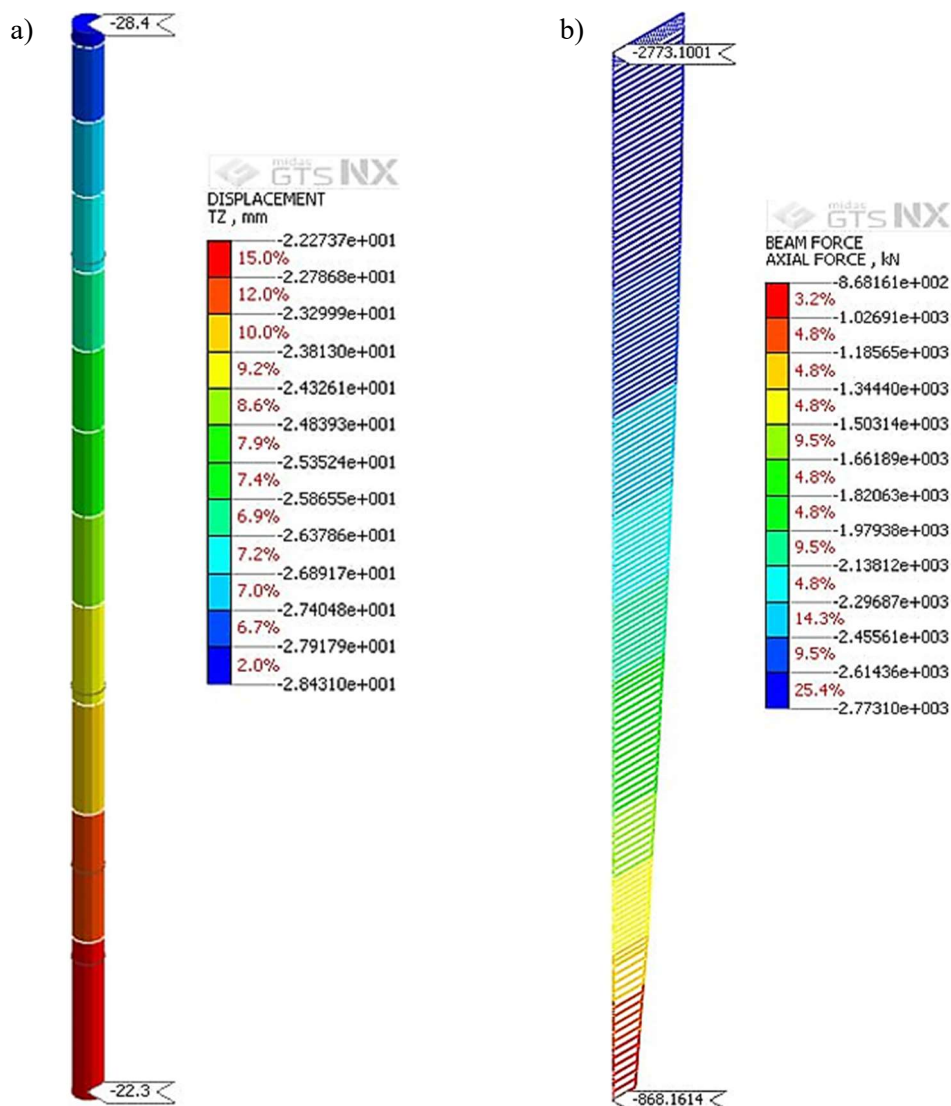


Рис.5. Результати числового моделювання випробування палі статичним навантаженням ($N_7=2800$ кН): *a* – вертикальні переміщення, *s*, мм; *b* – поздовжнє зусилля, *N*, кН.

Fig.5. Results of numerical simulation of pile testing under static load ($N_7=2800$ kN): *a* – vertical displacements, *s*, mm; *b* – longitudinal force, *N*, kN.

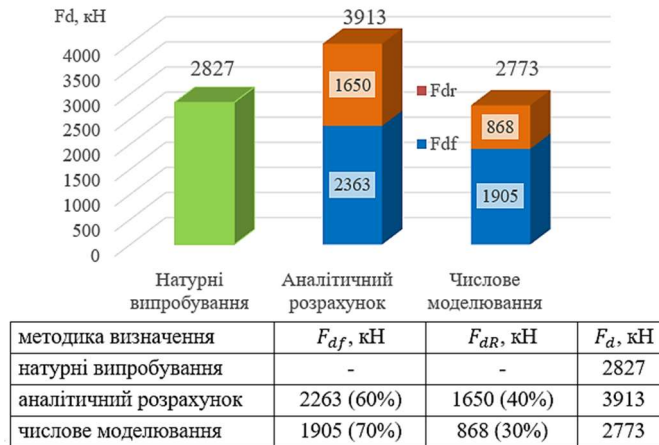


Рис.6. Вклад складових в загальне несучу здатність палі по ґрунту F_d за даними різних методик.
 Fig.6. Contribution of components to the overall soil bearing capacity of a pile F_d according to different methods.

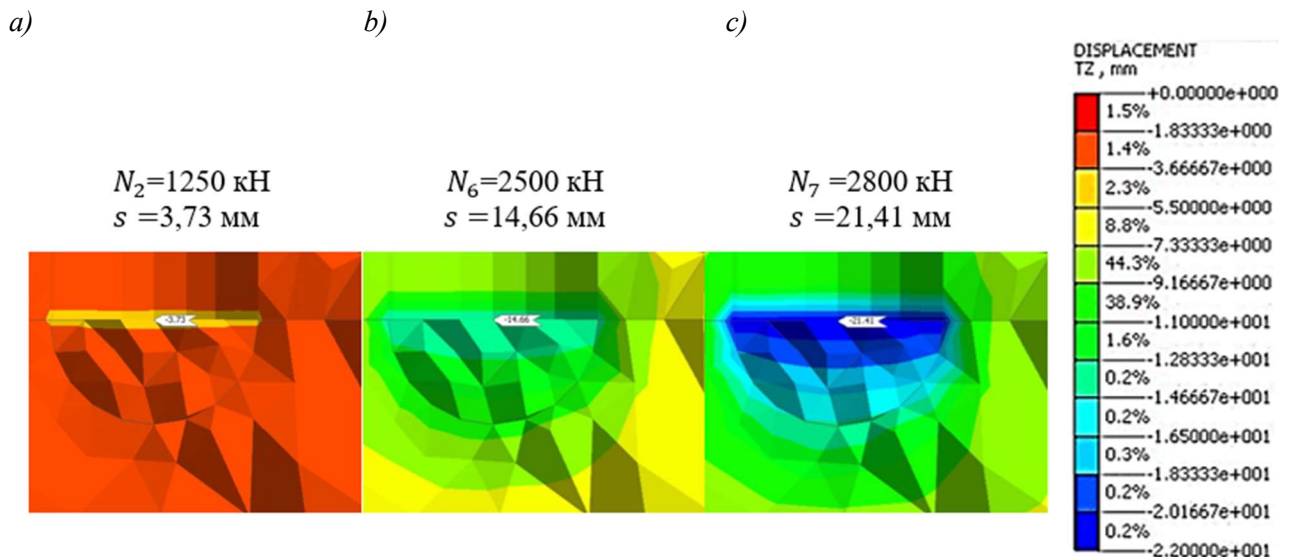


Рис.7. Деформований стан ґрунтового масиву під п'ятою палі, s , мм для ступені навантаження:
 a - $N_2=1250$ кН; b - $N_6=2500$ кН; c - $N_7=2800$ кН.
 Fig.7. Strain state of the soil mass under the pile heel, s , mm for the loading stage: a - $N_2=1250$ кН;
 b - $N_6=2500$ кН; c - $N_7=2800$ кН.

Цю тенденцію підтверджує ілюстрація еволюції напруженого стану ґрунтового масиву (рис. 8), а саме, ізополі вертикальних напружень в ґрунті. Для етапів навантаження, що відповідають ступені $N_5=2200$ кН спостерігається поява та розвиток локальних зон-концентраторів напружень під п'ятою палі. Також на цьому етапі характерна поява зон зменшення величини вертикальних напружень в нижній частині бічної поверхні палі, що свідчить про перевищення несучої здатності ґрунту в цих зонах.

Розвиток вертикальних переміщень

ґрунтового масиву навколо стовбура палі можна прослідкувати на рис. 9, також осідання палі в ґрунтовому масиві на різних етапах навантаження приведено на рис. 10.

На ступенях навантаження $N_1=650$ кН... $N_4=1900$ кН можна стверджувати про фазу роботи палі по бічній поверхні. Починаючи із ступені $N_5=2200$ кН і на наступних етапах навантаження (рис. 9) можна спостерігати за розвитком деформацій під нижньою частиною палі, що свідчить про включення в роботу п'яти палі.

Для співставлення вертикальних

переміщень палі та оточуючого її ґрунтового масиву на рис. 10 наведено ізополя осідання відповідних елементів системи «пала – ґрунтовий масив». На ступенях навантаження на палю $N_1=650$ кН... $N_4=1900$ кН за даними числового моделювання осідання палі відповідають вертикальним переміщенням ґрунту, що оточує її по бічній поверхні. Для ступені $N_5=2200$ кН характерна поява різниці між деформаціями стовбура палі та ґрунту, що знаходиться в контакті з її бічною поверхнею (рис. 10). Наступні ступені навантаження на палю спричиняють збільшення різниці між осіданням стовбура палі та ґрунту вздовж її бічної поверхні, що свідчить про вичерпання (перевищення) несучої здатності по бічній поверхні та включення в роботу п'яти палі. Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає

прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням, можна побачити, що вертикальні переміщення ґрунту вздовж стовбура палі (рис. 10) значно менші за відповідні значення для стовбура палі, і тільки під п'ятою палі величини осідання палі та ґрунтового масиву ідентичні (однакові).

На рис. 11-а наведено ізополя дотичних напружень в ґрунтовому масиві для різних ступеней вдавлюючого навантаження на палю за даними числового моделювання. Можна констатувати, що для початкової стадії випробування палі (ступінь навантаження на палю $N_1=650$ кН) спостерігається формування зони в нижній частині палі зі значеннями дотичних напружень в діапазоні 8...10 кПа, при цьому вздовж решти стовбура палі значення τ_z не перевищують 7кПа.

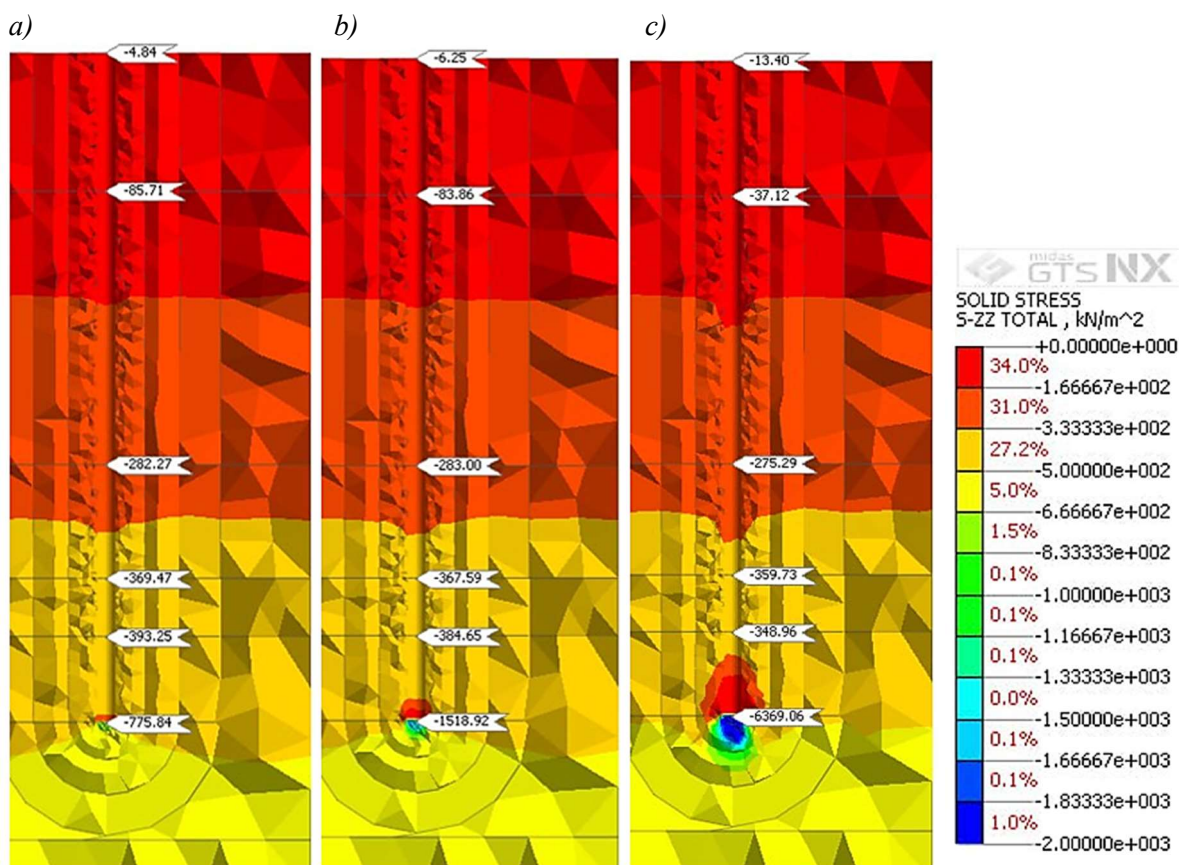


Рис.8. Вертикальні напруження в ґрунті, σ_z , кПа; *a* - навантаження на палю $N_5=2200$ кН; *b* - $N_7=2800$ кН; *c* - $N_{19}=6650$ кН.

Fig.8. Vertical stresses in the soil, σ_z , kPa; *a* - pile load $N_5=2200$ kN; *b* - $N_7=2800$ kN; *c* - $N_{19}=6650$ kN.

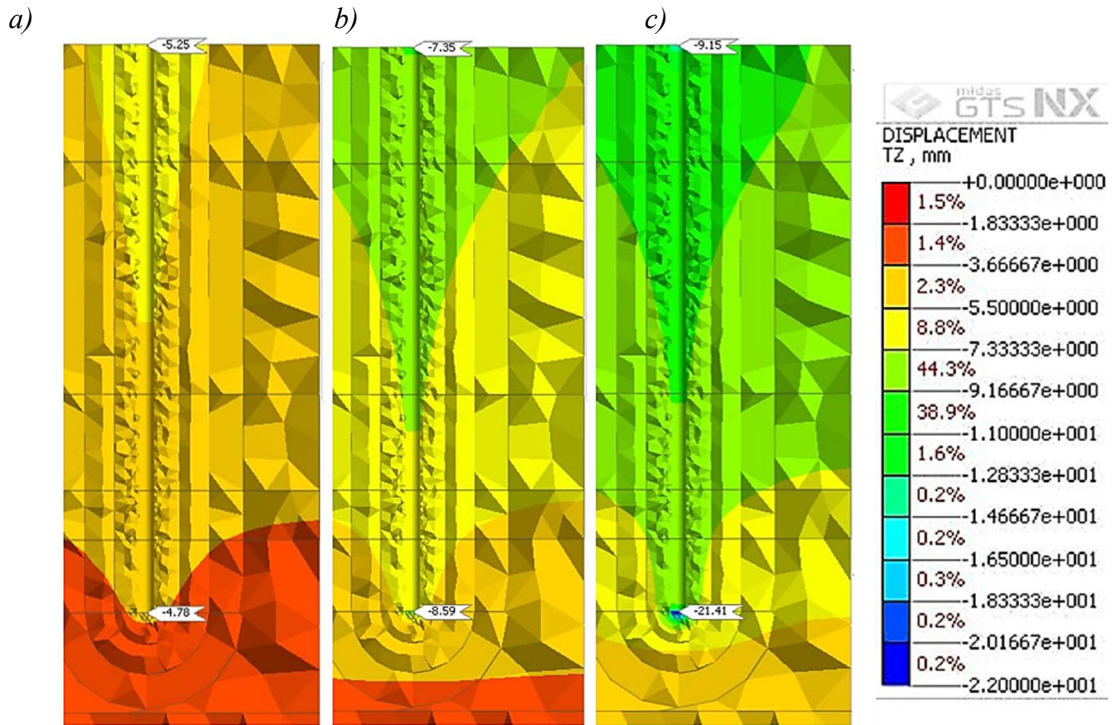


Рис.9. Осідання ґрунтового масиву, s , мм для ступені навантаження: $a - N_3=1600$ кН; $b - N_5=2200$ кН; $c - N_7=2800$ кН.

Fig.9. Settlement of the soil mass, s , mm for the loading stage: $a - N_3=1600$ kN; $b - N_5=2200$ kN; $c - N_7=2800$ kN.

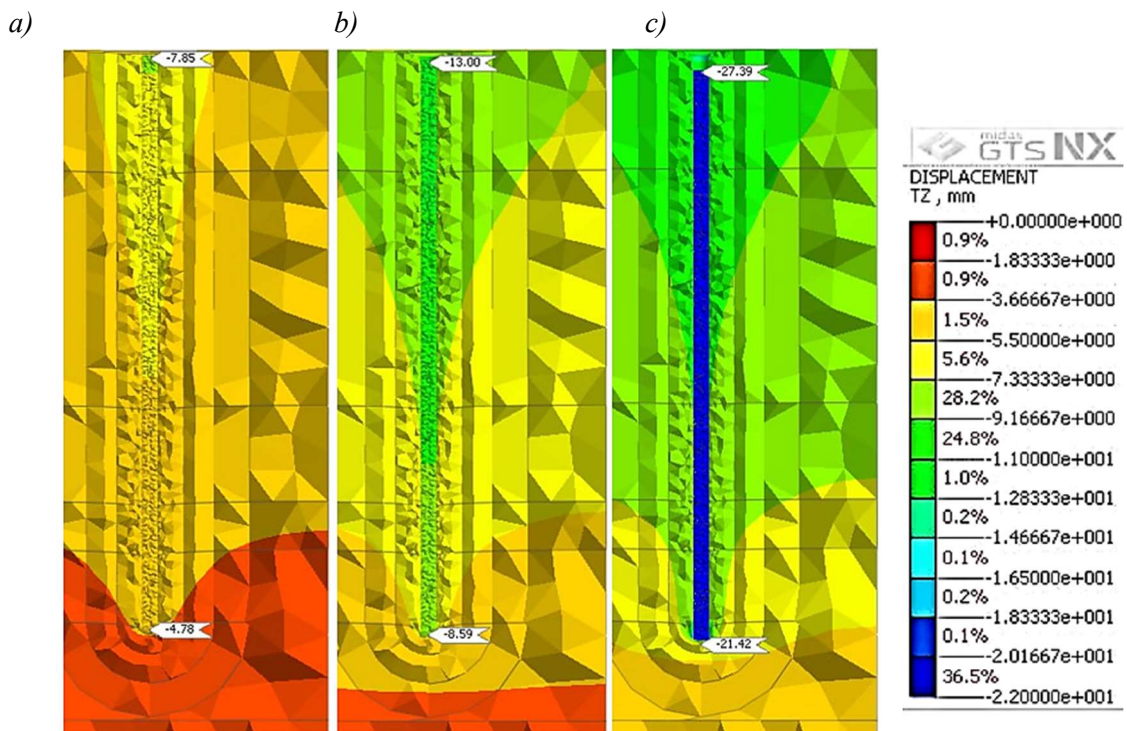


Рис.10. Вертикальні переміщення палі в ґрунтовому масиві, s , мм для ступені навантаження: $a - N_3=1600$ кН; $b - N_5=2200$ кН; $c - N_7=2800$ кН.

Fig.10. Vertical movements of piles in the soil mass, s , mm for the loading stage: $a - N_3=1600$ kN; $b - N_5=2200$ kN; $c - N_7=2800$ kN.

Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає значенню несучої здатності палі за результатами натурних випробувань, можна зробити висновок про розповсюдження зони збільшених значень дотичних напружень вздовж стовбура палі вгору. Розростання зони дотичних напружень на цьому етапі навантажень відбувається до $\frac{3}{4}$ довжини палі. При цьому в нижній частині палі значення дотичних напружень сягають 45 кПа.

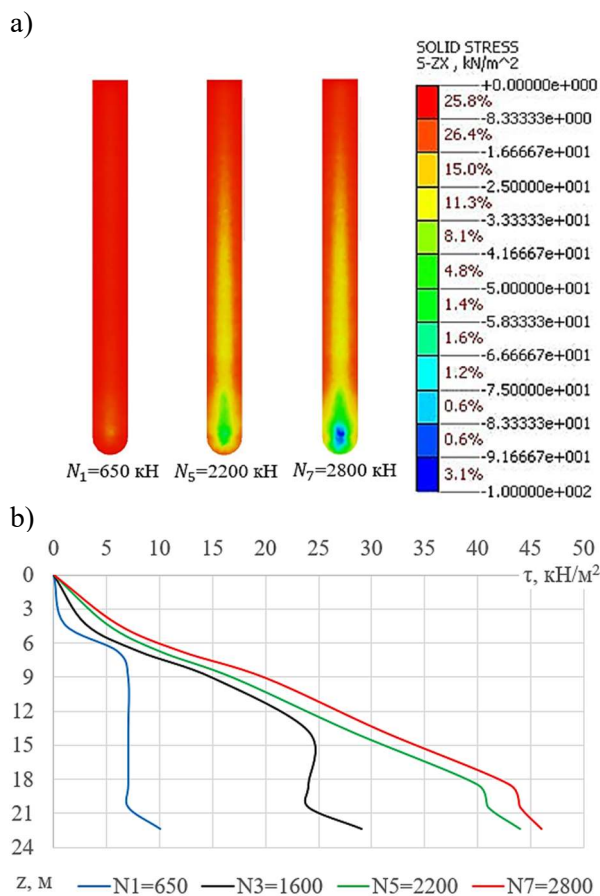


Рис.11. Дотичні напруження в ґрунті навколо стовбура палі, τ_z , кПа: а - ізополя; б - графік зміни напружень з глибиною.

Fig.11. Tangential stresses in the soil around the pile shaft, τ_z , kPa: а – isofield; б – graph of stress variation with depth.

На графіку $\tau_z = f(z)$ (рис. 11-б) можна відслідкувати тенденцію розростання зони збільшених значень дотичних напружень зі збільшенням навантаження на палю. На початковому етапі випробування (ступінь навантаження $N_1=650$ кН) дотичні напруження в оточуючому палю ґрунтовому масиві мають сталі значення вздовж стовбура палі, лише під п'ятою палі зафіксовано

зростання τ_z до 10 кПа.

Для ступені навантаження $N_3=1600$ кН дотичні напруження в оточуючому палю ґрунтовому масиві мають наступний характер розподілу: вздовж верхньої $\frac{2}{3}$ стовбура палі дотичні напруження поступово збільшуються від 5 кПа до 25 кПа; в нижній третині стовбура палі формується зона зі сталим значенням дотичних напружень біля 25 кПа; під нижньою частиною палі зафіксовано зростання τ_z від 25 кПа до 30 кПа.

Для ступені навантаження $N_7=2800$ кН, яка відповідає значенню несучої здатності палі за результатами натурних випробувань, можна побачити поступове збільшення дотичних напружень в ґрунтовому масиві вздовж стовбура палі, при цьому у верхній $\frac{1}{3}$ значення знаходяться в діапазоні 5...15 кПа, в нижній $\frac{2}{3}$ висоти стовбура 15...40 кПа, під нижньою частиною палі формується ядро зі значеннями τ_z в діапазоні 40...45 кПа.

Такий характер розподілу дотичних напружень в ґрунті підтверджує роботу палі по бічній поверхні на початкових ступенях навантаження, з наступним вичерпанням опору ґрунту по бічній поверхні та включенням ґрунту під п'ятою палі в активну роботу. Для стадій навантаження $N_7=2800$ кН характерна фаза роботи палі за рахунок сил опору під нижньою частиною палі.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Виконано аналіз взаємодії палі з оточуючим ґрунтом шляхом числового моделювання спільної роботи елементів системи «ґрунтове середовище - паля» з врахуванням нелінійної роботи ґрунту під навантаженням з використанням нелінійного закону деформування ґрунтового середовища з модифікованим критерієм міцності Кулона-Мора.

Досліджено характер формування напруженого стану ґрунтового масиву під п'ятою палі та вздовж бічної поверхні палі на всіх етапах навантаження під час реалізації комп'ютерної симуляції натурального випробування палі.

Проаналізовано еволюцію деформування

грунту внаслідок дії статичного вдавлюючого навантаження, прикладеного на палю. Виявлено фази роботи палі переважно по її бічній поверхні та включення складової несучої здатності під п'ятою палі.

Для заданих ґрунтових умов та розглянутих геометричних параметрів палі за результатами дослідження було встановлено:

– порівняння результатів визначення несучої здатності палі за різними методами виявило, що похибка для величини F_d за даними комп'ютерної симуляції з використанням ідентифікованих параметрів математичної моделі середовища не перевищує 5% в порівнянні із даними натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням. В той же час аналітична методика дала завищений на 40% результат розрахунку F_d ;

– через бічну поверхню палі за даними числового моделювання передається на ґрунт до 70% від загальної величини вдавлюючого навантаження на палю. За аналітичними розрахунками несучої здатності за формулою по бічній поверхні очікувана несуча здатність складає $F_{df} = 2263$ кН, що відповідає 60% від загальної величини F_d ;

– до 5-ї ступені навантаження включно, приріст деформації під низом палі був практично відсутнім (не перевищував 2 мм). Починаючи з 6-ї ступені ($N_6 = 2500$ кН) спостерігається принципова зміна характеру поведінки ґрунту - приріст деформації на наступних стадіях навантаження палі складає 6...7 мм, що свідчить про руйнування структури ґрунту та виникнення пластичної складової деформацій. Цю тенденцію підтверджує дослідження еволюції напруженого стану ґрунтового масиву. Для етапів навантаження, що відповідають ступені N_5 та наступним, спостерігається поява та розвиток зон-концентраторів вертикальних напружень в ґрунті під п'ятою палі;

– на ступенях навантаження на палю $N_1 \dots N_4$ за даними числового моделювання осідання палі відповідають вертикальним переміщенням оточуючого її по бічній поверхні ґрунту. Для ступені N_5 характерна поява різниці між деформаціями стовбура палі та ґрунту, що знаходиться в контакті з її

бічною поверхнею, що свідчить про вичерпання несучої здатності по бічній поверхні та включення в роботу п'яти палі.

– для ступені навантаження $N_7 = 2800$ кН, яка відповідає прийнятому значенню F_d за результатами натурних випробувань палі статичним вдавлюючим навантаженням, отримано, що вертикальні переміщення ґрунту вздовж стовбура палі значно менші за відповідні значення осідання стовбура палі, і тільки під п'ятою палі величини осідання палі та ґрунтового масиву однакові.

ЛІТЕРАТУРА

1. Бойко І.П. Польові методи випробування палі статичними навантаженнями / І.П. Бойко // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2015. – Вип. 36. – 3–8.
2. Кашоїда О. Ідентифікація параметрів одиночної палі з використанням модифікованого закону Кулона-Мора у програмному комплексі «Midas GTS NX» / Остап Кашоїда, Олександр Гаврилюк, Вероніка Жук // *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024» Conference Proceedings*. – Київ: KNUCA – 2024. – 223–224.
3. Бондарева Л. Інтерпретації даних сучасних методів польових досліджень ґрунтів / Людмила Бондарева, Іван Зіменко, Костянтин Бондарев // *Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник*. – К.: КНУБА. – 2024. – Вип. 48. – 61–74. DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74
4. Бойко И.П. Свайные фундаменты на нелинейно-деформируемом основании: дис. ... д-ра техн. наук: 05.23.02 / Бойко Игорь Петрович. – М.: НИИОСП, 1988. – 372с.
5. Носенко В.С. Числове моделювання експерименту випробування групи палі з використанням різних моделей ґрунтової основи / В.С. Носенко, О.О. Кашоїда // *Опір матеріалів і теорія споруд*. – К.: КНУБА – 2022. – Вип. 109. – 441-454. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.441-454

REFERENCES

1. Boiko I.P. (2015) Polovi metody vyprobuvannia pal statychnymy navantazhenniamy [Field methods for testing piles with static loads]. *Osnovu i*

- fundamenti: Mizhvidomchij naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 36, 3-8 (in Ukrainian).
2. Kashoida O. (2024) Identyfikatsiia parametriv odyno-chnoi pali z vykorystanniam modyfikovanoho zakonu Kulona-Mora u prohramnomu kompleksi «Midas GTS NX» [Identification of single pile parameters using the modified Mohr-Coulomb law in the Midas GTS NX software package] / Ostap Kashoida, Oleksandr Havryliuk, Veronika Zhuk. *International Scientific-Practical Conference of Young Scientists «BUILD MASTER CLASS-2024» Conference Proceedings*, 223–224. (in Ukrainian).
 3. Bondareva L. Zimenko I. Bondarev K. (2024) Interpretatsii danykh suchasnykh metodiv polovykh doslidzhen gruntiv [Interpretation of data from modern methods of field soil research]. *Osnovu i fundamenti: Mizhvidomchij naukovotekhnichnyj zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 48, 61-74 (in Ukrainian). DOI: 10.32347/0475-1132.48.2024.61-74
 4. Boyko I.P. (1988). Svajnye fundamenti na nelinejno-deformiruemom osnovanii [Pile foundations on a non-linearly deformable base]. *Dys. doktora tekhn. nauk: 05.23.02*. Moscow: NIIOSP, 372 (in Russian).
 5. Nosenko V.S., Kashoida O.O (2022) Chyslove modeliuvannia eksperymentu vyprovuvannia hrupy pal z vykorystanniam riznykh modelei gruntovoi osnovy [Numerical simulation of a pile group test experiment using different soil base models]. *Opir materialiv i teoriia sporud*, 109, 441-454. (in Ukrainian). DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.441-454.

Simulation the interaction of a pile with the soil using a nonlinear mathematical model with a modified Mohr–Coulomb strength criterion

Oleksandr HAVRYLIUK
Ostap KASHOIDA
Veronika ZHUK

Summary. Static pile tests allow determining the bearing capacity of a pile as accurately as possible. They should be carried out in advance, before the foundation structures are installed, because their results are used to decide on the need for adjustments. However, static tests usually require significant time, which is due to their execution technology. The main disadvantage of

static tests of a full-scale pile is the cost. They are the most expensive method, but at the same time they allow the most accurate reproduction of the pile operating conditions, namely, the load on the pile from the superfoundation structures of the building or structure.

The calculated value obtained from engineering calculations allows only a preliminary and approximate assessment of the bearing capacity of the pile on the soil. This method is the simplest, but at the same time the least accurate.

Numerical simulation allows us to approximate the results of static testing of an experimental pile to the results of modeling, provided that the parameters of the soil environment for the selected mathematical model are identified.

In this work, the Midas GTS NX software package was used for numerical modeling of the experiment (computer simulation of testing a full-scale pile with a static compression load). In this case, volumetric finite elements were used to model the soil mass and the pile shaft. To describe the regularities of soil behavior under load, a nonlinear law of deformation of the soil environment with a modified Mohr-Coulomb strength criterion was used. This model combines nonlinear elastic and elastic-plastic models.

The paper investigates the nature of the formation of the stress-strain state of the soil mass under the bottom of the pile and along the lateral surface of the pile at all stages of loading during computer simulation of a full-scale pile test. The phases of pile operation mainly along the lateral surface and the inclusion of the bearing capacity component under the bottom of the pile are identified. The formation of vertical stress concentrator zones in the soil mass under the bottom of the pile is recorded. The nature of the load transfer to the soil through the lateral surface of the pile is established according to the distribution of longitudinal forces in the pile shaft.

Key words. Pile, numerical simulation, stress-strain state, soil model, Midas GTS NX, modified Mohr–Coulomb model.

Принципи побудови числових моделей для дослідження впливу імпульсних навантажень на заглиблені споруди

Віктор НОСЕНКО¹, Дмитро НЕЧИПОРЕНКО²

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

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

²dimanechiporenko072@gmail.com, orcid.org/ 0009-0006-6697-2381

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.55-61

Анотація. Сьогодні в Україні зумовило нові проблемні задачі геотехніки розв'язок яких направлений на захист об'єктів критичної інфраструктури від дії вибухових ударних хвиль. Для захисту об'єктів критичної інфраструктури будують захисні споруди, які заглиблюють в ґрунтового середовище. Необхідною умовою забезпечення їх надійної експлуатації є оцінка напружено-деформованого стану системи «ґрунтового середовище-захисна споруда». Важливим є вибір адекватної феноменологічної моделі поведінки матеріалів захисної споруди та ґрунтового середовища, що описують роботу матеріалів при дії імпульсних впливів. У роботі проаналізовано чотири методи побудови числових моделей для розрахунків впливу імпульсних навантажень, це методи:

1. Сітка Лагранжа.
2. Сітка Ейлера.
3. Довільний Лагранжа-Ейлера / Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE).
4. Гідродинаміка плавних частинок* / Smooth Particle Hydrodynamics (SPH).

* - авторський переклад з метою адаптації назви методу українською мовою.

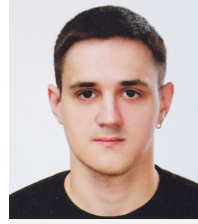
Кожен з методів має свої переваги та недоліки. Сітка Лагранжа дозволяє легко відстежувати межу між матеріалами різних конструкцій, як до початку розрахунку так і після та не вимагає багато часу на обчислення, проте вона не є практичною у випадках значних деформацій моделі із швидкими змінами у часі.

Методи Ейлера та довільний Лагранжа-Ейлера дозволяють моделювати задачі в яких відбувається велике спотворення моделі, наприклад підземний або підводний вибух, а їх недоліком є розмір розрахункової області, зна-



Віктор НОСЕНКО

завідувач кафедри
геотехніки
к.т.н., доц.



Дмитро НЕЧИПОРЕНКО

аспірант кафедри
геотехніки

чна трудомісткість при налаштуванні моделі.

Гідродинаміка плавних частинок це безсітковий метод Лагранжа. Його перевагою також є можливість працювати з великими деформаціями моделі, а недоліком трудомісткість та час.

Всі ці методи побудови числової моделі доступні в програмному комплексі LS-Dyna. Аналізуючи розрахунки, що були зроблені в LS-Dyna встановлено, що сіткою Лагранжа доцільно користуватися створюючи модель конструкції з залізобетону або сталі, оскільки їх жорсткість є високою. Для ґрунту доцільно застосувати методи Ейлера та ALE, оскільки вони дозволяють сильно змінювати свою геометрію моделі під дією вибуху. Різні методи комбінуються між собою для досягнення адекватної роботи моделі та отримання коректних результатів, які будуть максимально відповідати реальній поведінці конструкцій, споруд та матеріалів під дією імпульсних навантажень.

Ключові слова. сітка скінченних елементів, сітка Лагранжа, сітка Ейлера, ALE, SPH, імпульсні навантаження.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Сучасний світ кожного дня створює нові виклики для інженерів. З розвитком технологій розвиваються і вимоги до проектування, розрахунки стають складнішими та більш комплексними. До таких розрахунків відносяться задачі пов'язані з аналізом напружено-деформованого стану будівель, споруд, окремих конструкцій та їх елементів, а також ґрунтового середовища під впливом імпульсних або динамічних навантажень, що швидко змінюються в часі. Такими є вибухове навантаження, оскільки даний процес є миттєвим, відбувається за дуже короткий проміжок часу, та супроводжується великими деформаціями конструкцій під час впливу на них. Іншим прикладом імпульсного навантаження можна вважати удар по поверхні конструкції. Для оцінки надійності споруди необхідно виконати комплексний аналіз міцності споруди, де такі навантаження можуть комбінуватися між собою.

Для вирішення задач даного типу використовується числове моделювання. Програмний комплекс, що дає можливість виконувати розрахунки пов'язані з мультифізичними явищами в тому числі моделювати швидкоплинні процеси зі значними пластичними деформаціями є LS-Dyna (Livermore Software Dynamic). Цей інструмент дозволяє використовувати декілька методів побудови розрахункової моделі, яка являє собою сітку скінченних елементів. Вибір методу впливає на якість та швидкість розрахунку, тому він є дуже важливим.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У роботах [1-6] описуються основні принципи побудови сітки скінченних елементів при використанні одного з чотирьох методів: Лагранжа, Ейлера, Довільний Лагранжа-Ейлера (Arbitrary Lagrangian-Eulerian ALE) та Гідродинаміка плавних частинок (Smooth Particle Hydrodynamics SPH).

МЕТА РОБОТИ

Оцінити різні методи побудови числових моделей для моделювання швидкоплинних процесів, виділити переваги та недоліки кожного з них. Дати рекомендації щодо практичного застосування цих методів для оцінки напружено-деформованого стану системи «ґрунтове середовище-захисна споруда» при дії імпульсних впливів.

ОСНОВНІ МЕТОДИ ПОБУДОВИ СІТКИ СКІНЧЕННИХ ЕЛЕМЕНТІВ

Використовуючи числове моделювання при вирішенні задач пов'язаних з імпульсними навантаженнями треба враховувати наявність швидкоплинних великих деформацій та можливого спотворення моделі під час розрахунків. Зазвичай є декілька методів змоделювати один і той самий фізичний процес. Дуже важливо обрати саме такий, що дозволить описувати значні деформації об'єкта, що досліджується і вирішувати поставлену задачу з достатньою точністю для конкретного розрахунку. Вибір методу залежить від багатьох факторів, наприклад: розмірів конструкції, яка досліджується, матеріал з якого вона зроблена та середовища в якому протікає процес (повітря, ґрунт, вода). Є чотири основні методи побудови сітки скінченних елементів:

1. Метод Лагранжа. Вузли сітки зв'язані з уявною матеріальною точкою та рухаються разом.

2. Метод Ейлера. Розглядаються дві сітки, що накладаються одна на одну. Перша є фоновою і фіксованою (нерухомою) у просторі, друга відповідає за матеріал, який рухає в межах першої.

3. Метод довільний Лагранжа-Ейлера (Arbitrary Lagrangian-Eulerian ALE). Розглядаються дві сітки, що накладаються одна на одну. Перша є фоновою і може довільно рухатися в просторі, друга відповідає за матеріал, який рухає в межах першої [3].

4. Метод Гідродинаміка плавних частинок (Smooth Particle Hydrodynamics SPH). Один із варіантів метода Лагранжа в якому відсутня сітка у класичному її розумінні.

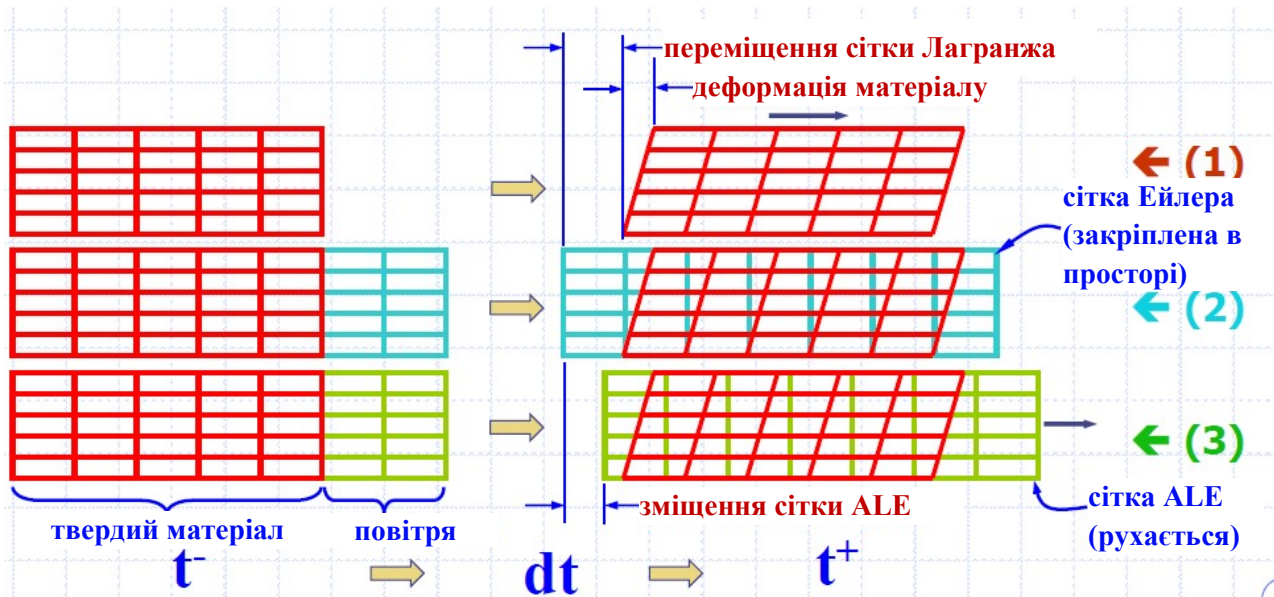


Рис.1. Представлення в 2D постановці трьох методів, які можна використати: 1) Лагранжа, 2) Ейлера та 3) довільний Лагранжа-Ейлера [3].

Fig.1. Representation in 2D of the three methods that can be used: 1) Lagrangian, 2) Eulerian, and 3) Arbitrary Lagrangian-Eulerian ALE [3].

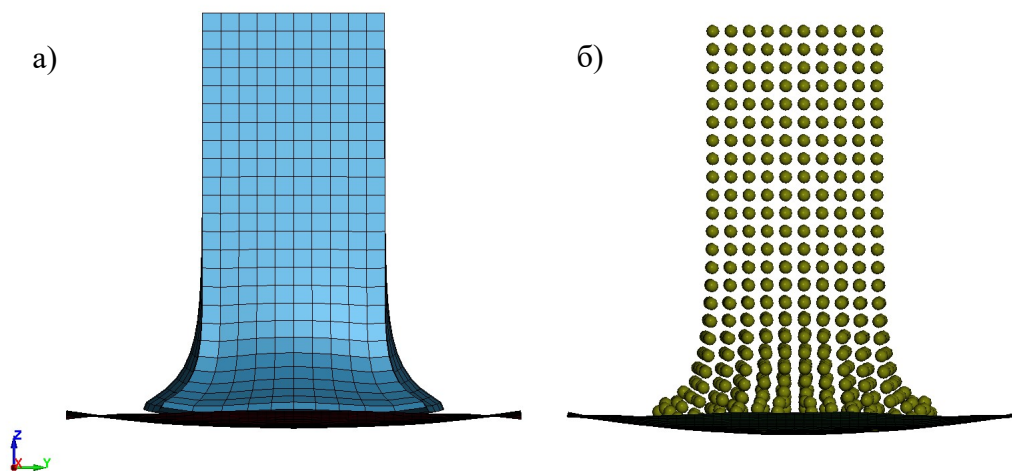


Рис.2. Порівняння деформованого тіла змодельованого сіткою Лагранжа (а) та метод SPH (б).
Fig.2. Comparison of a deformed body modeled by a Lagrangian mesh (a) and SPH method (b).

МЕТОД ЛАГРАНЖА

Головний алгоритм роботи метода Лагранжа полягає в тому, що кожен окремий вузол сітки скінченних елементів пов'язаний з відповідною матеріальною точкою та в процесі деформування тіла рухається разом з нею. Це дозволяє легко відстежувати вільні поверхні та чітко бачити межу між різними матеріалами елементів

конструкцій. Оскільки скінченний елемент в постановці Лагранжа завжди співпадає з матеріалом це є значною перевагою з точки зору обчислень, особливо у випадках коли присутній матеріал поведінка якого залежить від його історії. Зазвичай Лагранжову сітку використовують при вирішенні задач будівельної механіки. Головним недоліком цього підходу є втрата точності, якщо виникають значні спотворення моделі. Під

час розрахунку це може призвести до помилки і він не буде завершений [4].

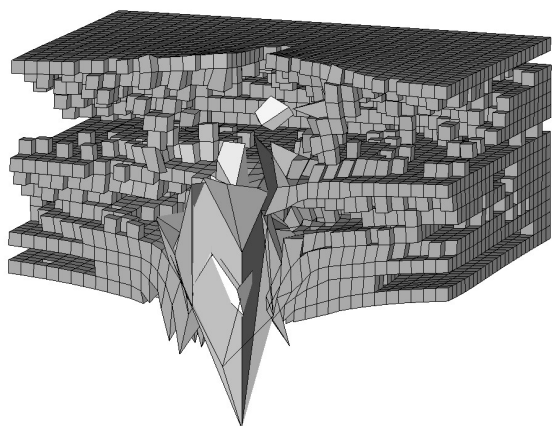


Рис.3. Приклад спотвореної моделі під дією на конструкцію імпульсного навантаження при використанні методу Лагранжа.

Fig.3. An example of a distorted model when an impulse load is applied to the structure with the use of the Lagrangian method.

МЕТОД ЕЙЛЕРА

На відмінну від методу Лагранжа метод Ейлера дозволяє подолати труднощі пов'язані з великими деформаціями моделі, тому широко використовується при розв'язанні задач механіки рідин [4].

Головна ідея, що покладена в основу методу Ейлера це дві сітки, які накладаються одна на одну. Перша сітка є фоновою і повністю фіксована у просторі. Це область всередині якої кожен окремий елемент може містити декілька матеріалів. Інша сітка представляє собою матеріал, який вільно рухається в межах фіксованої області (Рис. 4).

Даний метод не позбавлений недоліків. Через те, що фонова сітка закріплена, а предмет дослідження знаходиться всередині цієї сітки її розміри повинні бути достатніми, щоб граничні умови не вплинули на результати розрахунків та була можливість охопити весь необхідний простір з матеріалом під час симуляції. Це може призвести до значної кількості скінченних елементів в моделі, що в свою чергу вплине на час розрахунку. Крім цього присутні проблеми

дисипації та дисперсії пов'язані зі значним потоком мас, що протікають через окремі елементи [5]. Такий ефект виникає в результаті того, що відбувається відокремлення вузлів матеріалу, під час руху, від фонової сітки [4].

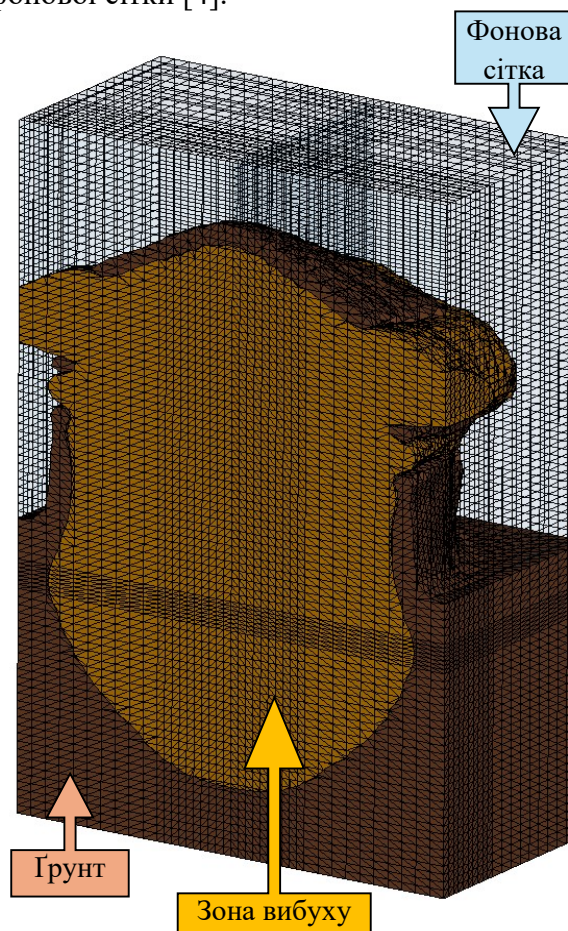


Рис.4. Моделювання підземного вибуху з використанням методу Ейлера.

Fig.4. The model of an underground blast with the use of the Eulerian method.

ДОВІЛЬНИЙ ЛАГРАНЖА-ЕЙЛЕРА (ALE)

Даний метод поєднує в собі переваги двох попередніх.

Аналогічно до чистого Ейлерового, створюються дві сітки, що накладаються одна на одну. Головною відмінністю є те, що фонова може довільно рухатися в просторі та користувач має можливість надавати їй потрібного прискорення. Це дозволяє зменшити розміри моделі, оскільки обидві сітки рухається разом, а завдяки контрольованому переміщенню та деформації фонової сітки зменшується перетікання мас між елементами, що не призводить до про-

блем пов'язаних з дисипацією та дисперсією які присутні в методі Ейлера [5]. Проте, в деяких випадках це є мінусом оскільки треба самому визначати необхідну швидкість сітки для кожної індивідуальної задачі окремо [4]. Враховуючи те що рух в просторі є контрольованим, користувач може

аналогічно до Ейлерового методу закріпити сітку скінченних елементів в просторі, тобто прискорення буде дорівнювати нулю. З цього можна зробити висновок, що метод Ейлера в даній ситуації є частковим випадком ALE.

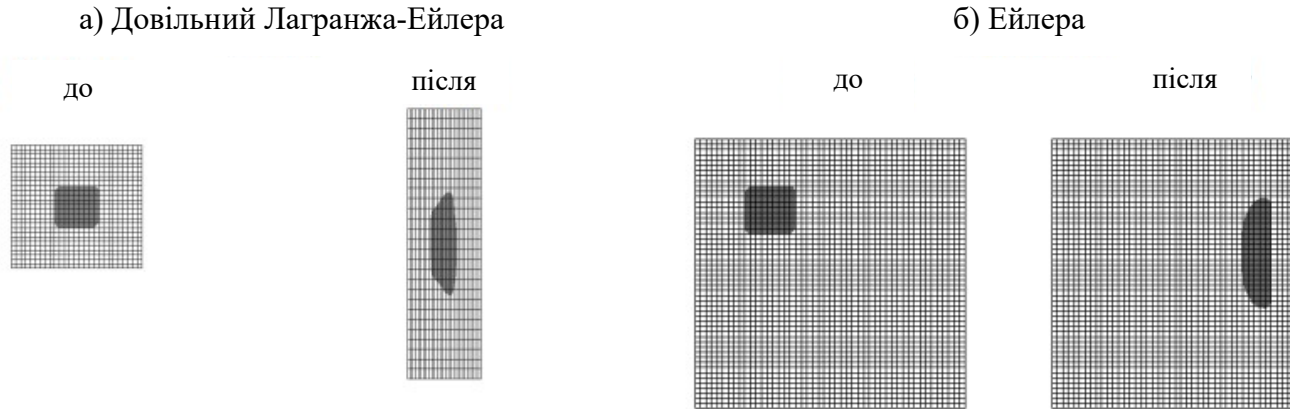


Рис.5. Різниця між підходом а) довільний Лагранжа-Ейлера, б) Ейлера на початку симуляції та після [5].

Fig.5. Difference between a) ALE, b) Eulerian approach at the beginning of the simulation and after it [5].

ГІДРОДИНАМІКА ПЛАВНИХ ЧАСТИНОК (SMOOTH PARTICLE HYDRODYNAMICS SPH)

Метод SPH є одним з варіантів Лагранжевого методу особливістю якого є відсутність сітки в класичному її розумінні. З самого початку даний метод розроблявся для розв'язання задач, що виникли в області астрофізики. Проте згодом, через свою ефективність та здатність відтворювати складні фізичні явища, SPH став дуже зручним та потужним інструментом у вирішенні широкого поля проблем механіки суцільного середовища, моделюванні різних краш тестів та пластичного і крихкого руйнування твердих тіл.

Через відсутність сітки SPH дозволяє розв'язувати задачі в яких присутня геометрія складної форми та можливі великі деформації. Широкого використання цей метод набув в гідродинаміці. Він дозволяє представити рідину, як набір окремих частинок, що рухаються зі швидкістю потоку. Кожна частинка є точкою інтерполявання, що має всі параметри рідини які нам відомі.

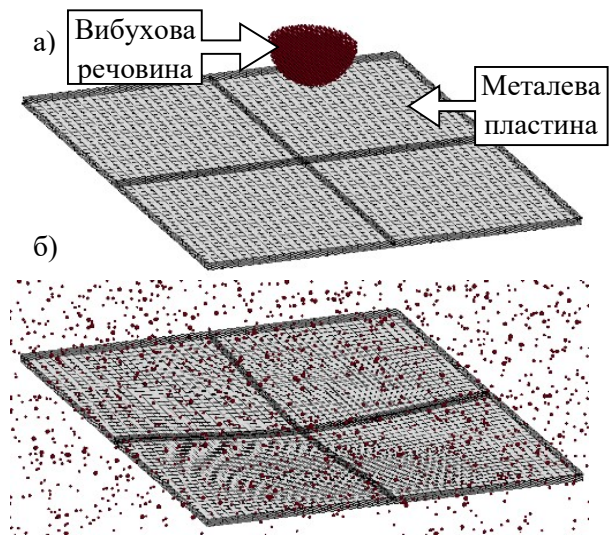


Рис.6. Моделювання дії вибуху на конструкцію за допомогою SPH методу: а) до початку розрахунку; б) після розрахунку.

Fig.6. The model of the blast effect on a structure with the use of the SPH method: a) before the start of the calculation; b) after the calculation.

Оскільки в SPH відсутня сітка необхідно дотримуватися певних умов при створенні

моделі використовуючи цей спосіб. Частинки SPH треба розміщувати регулярно з однаковою відстанню одна від одної. В результаті цього всі сусідні частинки з однаковою щільність, а отже і однаковим матеріалом будуть належать до одного початково об'єму, тобто нашої конструкції або її елемента [6].

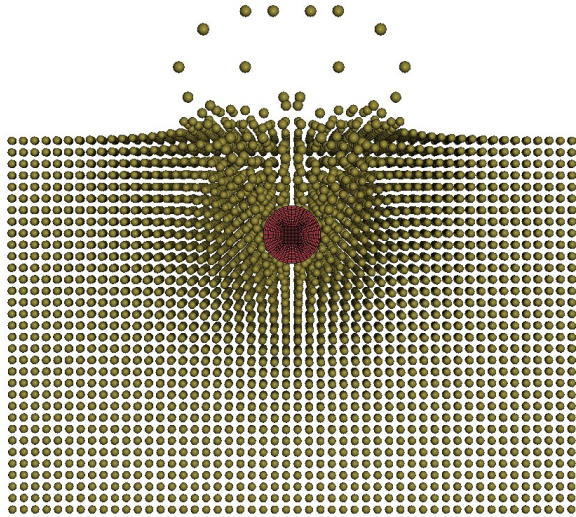


Рис.7. Проникаюча дія снаряду в ґрунтове середовище змодельоване сіткою SPH.

Fig.7. The model of projectile penetration into the soil environment in an SPH mesh.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Розглянуто та описано методи побудови сітки скінченних елементів для аналізу впливу імпульсних навантажень на заглиблені споруди та ґрунтове середовище.

Встановлено, що метод Лагранжа можна застосовувати тоді, коли матеріал об'єкта, що досліджується має велику жорсткість, наприклад бетон або сталь. Конструкції з таких матеріалів не здатні сприймати великі деформації та у більшості випадків математична модель, що описує їх поведінку має критерій руйнування матеріалу, тому скінченні елементи, яким призначений такий матеріал володіють властивістю видалятися з розрахунку при досягненні заданого критерія руйнування, раніше ніж їх спотворення дійде до критичної межі.

Для моделювання поведінки ґрунтового середовища під дією вибуху краще обрати

метод побудови сітки Ейлера або метод довільний Лагранжа-Ейлера (Arbitrary Lagrangian-Eulerian ALE) оскільки жорсткість ґрунту на порядок нижче ніж бетону або сталі.

Також, є можливість комбінувати дані методи для отримання кращого результату. Якщо передбачається, що на певній ділянці конструкції виникатимуть зони з великими пластичними деформаціями можна поєднати сітку Лагранжа та підхід Гідродинаміка плавних частинок (Smooth Particle Hydrodynamics SPH), забезпечуючи спеціальними контактами їх спільну роботу. Іншим прикладом суміщення двох методів є побудова моделі заглибленої споруди за допомогою методу Лагранжа, а оточуючого ґрунтового середовища та вибухівки сіткою Ейлера. Це дасть змогу більш коректно описати роботу ґрунту та отримати наближений до реального напружено-деформований стан споруди.

Отже, залежно від середовища, матеріалу та мети розрахунку залежить вибір способу побудови числової моделі. Використовуючи належним чином той чи інший метод або ж поєднуючи їх між собою можна досягнути результатів, що будуть корелюватися з реальною поведінкою фізичних об'єктів під впливом імпульсних навантажень.

ЛІТЕРАТУРА

1. LS-DYNA Keyword user's manual. Livermore Software Technology Corporation, 2024. URL: https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/web/ls-dyna_manuals/DRAFT/DRAFT_Vol_1.pdf
2. LS-DYNA Theory Manual. Livermore Software Technology Corporation, Livermore 2024. URL: https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/web/ls-dyna_manuals/DRAFT/DRAFT_Theory.pdf (дата звернення: 04.12.2024).
3. LSTC. LS-DYNA ALE (Arbitrary Lagrangian Eulerian) Capabilities Fluid Structure Interaction Modeling. 2003. URL: <https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/jday/tutorial-278p.pdf> (дата зв.: 04.12.2024).
4. Donea J. Arbitrary Lagrangian-Eulerian methods/ J. Donea, A. Huerta, J.-Ph. Ponthot, A. Rodríguez-Ferran // *The Encyclopedia of Com-*

putational Mechanics, – Wiley, – 2004 – Vol. 1, Chapter 14 –P. 413-437.

5. Lars Olovsson, M'hamed Souli, ALE and Fluid-Structure Interaction Capabilities in LS-Dyna. URL: <https://lsdyna.ansys.com/wp-content/uploads/attachments/session15-4.pdf> (дата звернення: 04.12.2024).
6. Jean Luc LACOME, Smooth Particle Hydrodynamics (SPH): A New Features in LS-Dyna. URL: <https://lsdyna.ansys.com/wp-content/uploads/attachments/session7-3.pdf> (дата звернення: 04.12.2024).

REFERENCES

1. LS-DYNA (2024) Keyword user's manual. Livermore Software Technology Corporation. https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/web/lsdyna_manuals/DRAFT/DRAFT_Vol_I.pdf
2. LS-DYNA (2024) Theory Manual. Livermore Software Technology Corporation, Livermore. https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/web/lsdyna_manuals/DRAFT/DRAFT_Theory.pdf
3. LSTC. LS-DYNA ALE (Arbitrary Lagrangian Eulerian) (2003) Capabilities Fluid Structure Interaction Modeling. URL: <https://ftp.lstc.com/anonymous/outgoing/jday/aletutorial-278p.pdf>
4. Donea, J., Huerta, A., Ponthot, J.-Ph. and Rodríguez-Ferran, A. (2004) Arbitrary Lagrangian-Eulerian methods, *The Encyclopedia of Computational Mechanics*, Wiley, Vol. 1, Chapter 14, 413-437.
5. Lars Olovsson, M'hamed Souli, ALE and Fluid-Structure Interaction Capabilities in LS-Dyna. URL: <https://lsdyna.ansys.com/wp-content/uploads/attachments/session15-4.pdf>.
6. Jean Luc LACOME, Smooth Particle Hydrodynamics (SPH): A New Features in LS-Dyna. URL: <https://lsdyna.ansys.com/wp-content/uploads/attachments/session7-3.pdf>.

Principles of creating numerical models for studying the impact of impulse loads on underground structures

Viktor NOSENKO,
Dmytro NECHYPORENKO

Summary. The current situation in Ukraine has led to new geotechnical challenges, the solution of which is aimed at protecting critical infrastructure

facilities from the effects of explosive shock waves. Protective structures that are buried in the soil environment are built to protect critical infrastructure facilities. A necessary condition to ensure their safe operation is the assessment of the stress-strain state of the system “soil environment-shelter building”. It is important to choose an adequate phenomenological model of the behavior of the materials of the protective structure and the soil environment, which describes the work of materials under the impulse impacts. The paper analyses four methods of constructing numerical models for calculating the impact of impulse loads, namely:

1. Lagrange mesh.
2. Euler's mesh.
3. Arbitrary Lagrangian-Eulerian (ALE).
4. Smooth Particle Hydrodynamics (SPH).

Each of the methods has its advantages and disadvantages. The Lagrangian mesh enables to easily track the boundary between materials of different structures, both before and after the calculation, and it does not require much computational time. However, this method is not practical in cases of significant model deformations with rapid changes in time.

The Euler and Arbitrary Lagrange-Euler methods allow to model the problems with a large distortion of the model, such as an underground or underwater explosion. Their disadvantage is the size of the computational domain and the considerable labour intensity for the model setup.

Smooth Particle Hydrodynamics is a meshless Lagrangian method. The advantage of this method is the ability to work with large model deformations. The disadvantage is labour intensity and calculation time.

All of these methods of building a numerical model are available in the LS-Dyna software package. During the analysis of calculations in LS-Dyna, we found that it is advisable to use the Lagrange mesh to create a model of a structure made of reinforced concrete or steel due to their high stiffness. The Euler and ALE methods are preferable for soil, they enable a strong change in the geometry of the model under the influence of the blast. Different methods are combined to achieve adequate model performance and to obtain correct results that will closely match the actual behavior of structures, facilities and materials under impulse loads.

Key words. Finite element mesh, Lagrange mesh, Euler mesh, Arbitrary Lagrangian-Eulerian ALE, Smooth Particle Hydrodynamics SPH, impulse loads.

Дослідження впливу нового будівництва на напружено-деформований стан ґрунтової основи фундаментів існуючої забудови

Віталій РУЧКІВСЬКИЙ¹

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

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.62-68

Анотація. Проаналізовано тенденції сучасного етапу розвитку житлового будівництва, що супроводжується збільшенням щільності забудови історично сформованих районів великих міст.

Виникають інженерні проблеми, які пов'язані із використанням підземного простору та призводять до зміни напружено-деформованого стану (НДС) існуючих будинків. Багато будівель, поряд з якими ведеться будівництво, мають фундаменти неглибокого закладання. Зведення нових фундаментів, відкопка котлованів, для влаштування підземного простору порушують рівновагу НДС ґрунтової основи і, у більшості випадків, здійснюють негативний вплив на існуючі конструкції будівель.

Дослідження, що проведені в даному напрямку свідчать про значну актуальність даної тематики. Важливу роль при цьому має комплексна система геотехнічного моніторингу за станом оточуючої забудови на різних етапах нового будівництва.

Практика будівництва в щільній забудові із наявністю спостережень за переміщеннями існуючих будівель показала можливість появи додаткових осідань та пошкоджень надземних конструкцій, що вказує на недостатню обґрунтованість прийнятих конструктивних рішень. При аналізі НДС системи «основа – фундамент – надземні конструкції» необхідно враховувати не лише фізико-механічні параметри ґрунтів, гідрогеологічні умови, навантаження, але і приділяти значну увагу технології робіт та послідовності їх виконання.

Проведено дослідження закономірностей впливу нового будівництва на напружено-деформований стан існуючої будівлі.



Віталій РУЧКІВСЬКИЙ
доцент кафедри
геотехніки

Приведено дані геотехнічного моніторингу та виконано їх порівняння із результатами числового моделювання. Числове моделювання виконано в двох варіантах: в комбінації та без захисного екрану із паль маленького діаметру. Ґрунтовий масив змодельовано із використанням моделі Hardening Soil Model.

Показана можливість стабілізації НДС ґрунтового масиву при виконанні робіт підземного циклу.

Запропоновано послідовність проектування будівель із підземним простором, що дає змогу досягти ефекту мінімізації впливу нового будівництва на додаткові осідання фундаментів сусідньої забудови.

Ключові слова. Нове будівництво, котлован, ущільнена забудова, напружено-деформований стан, осідання, деформації.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Зважаючи на прискорені темпи розвитком великих міст, для будівництва все частіше обираються ділянки, що знаходяться в межах щільної забудови. Спорудження при наявності таких умов висотних будівель із підземним простором провокує значну зміну напружено-деформованого стану ґрун-

тової основи і, як наслідок, конструкцій оточуючих споруд. В більшості випадків оточуюча забудова зазнає значних пошкоджень, які спричинені нерівномірними осіданнями, починаючи з будівельних робіт нульового циклу та продовжують розвиватись в період експлуатації (рис.1). Одним із важливих завдань, яке виникає в даному випадку, є захист існуючих будівель від додаткових осідань, спричинених будівельними роботами. Важливою ролі набуває мінімізація змін НДС основ і фундаментів існуючої забудови за рахунок обґрунтованого вибору конструкцій та технології нового будівництва.



Рис. 1. Приклад впливу нового будівництва із підземним паркінгом на сусідній будинок.

Fig. 1. Example of the impact of a new building with underground parking on a neighboring building.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Дослідженню проблеми впливу нового будівництва на напружено-деформований стан існуючих будівель присвячено праці багатьох українських та зарубіжних науковців, таких як: Бойко І.П. [2], Винников Ю.Л. [4], Бондарева Л.О. [3], Носенко В.С. [5], Katzenbach R. [6], Bin-Chen [7] та ін..

В наукових роботах на дану тематику розглянуті важливі питання розрахунку та

влаштування конструкцій підземного простору в умовах щільної забудови [3]; [6]. Виділено значну роль використання числових методів для надійного прогнозування поведінки ґрунтових основ [2]. Також приділено значну увагу питанню геотехнічного моніторингу при наявності взаємовпливу новобудов та існуючих будівель [4].

МЕТА РОБОТИ

Основною метою даної роботи є дослідження зміни напружено-деформованого стану системи «ґрунтова основа – фундамент – надземні конструкції» будівлі, що знаходиться в зоні впливу нового будівництва та можливість стабілізації її НДС.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Як експериментальний майданчик для дослідження та порівняння результатів числового моделювання з фактичними змінами НДС конструкцій існуючого будинку вибрано нове будівництво багатоповерхового житлового комплексу із підземним простором. Комплекс будується при наявності щільної забудови історичного центру м. Київ. Безпосередньо біля котловану паркінгу знаходиться чотирьохповерхова будівля адміністративного призначення. Дана будівля прямокутна в плані, має розміри 24х12м, збудована за безкаркасною схемою, поздовжні та поперечні стіни виконують функцію несучих конструкцій. Просторова жорсткість забезпечена сходовою клітиною та плитами перекриття. Фундаменти виконані у збірному варіанті. Ширина фундаменту 1,2м, із глибиною закладання 1,8м. До складу житлового комплексу, що будується входять дві секції 21 та 24 поверхів, які об'єднані підземним паркінгом. Будинки запроектовані у вигляді залізобетонного каркасу, забезпечення жорсткості відбувається за рахунок спільної роботи складових елементів каркасу.

Для виконання спостереження за переміщеннями конструкцій нового будівництва і існуючої будівлі розроблено програму геотехнічного моніторингу. Спостереження

за будівлями виконувалось у наступному порядку:

- вибір конструктивного елемента, місця розміщення та встановлення вихідних геодезичних марок висотної основи;
- виконання висотної фіксації геодезичних знаків;
- установка осадкових марок на елементах будівель, за якими ведеться спостереження;
- інструментальне вимірювання вертикального переміщення осадкових марок;
- обробка та аналіз результатів спостереження.

У вихідну висотну мережу включено 10 реперів. Дана кількість забезпечує необхідну точність визначення осідання, яка приймалась $\pm 1,0$ мм (рис.2.).



Рис. 2. Схема розміщення осадкових марок на конструкціях існуючої будівлі.

Fig.2. Layout of sedimentary marks on the structures of an existing building

Для визначення вертикального переміщення фундаментів існуючої будівлі, на них було встановлено осадкові марки.

Марки слугують, як постійні знаки для установки на них рейок під час виконання нівелювання. В даному випадку конструкція марки забезпечує можливість встановлення рейки при наступному нівелюванні для однієї і тієї ж фіксованої точки.

Для виконання спостережень за осіданнями фундаменту будівлі використовува-

лись марки кулеподібної форми та марки із арматури $\varnothing 16$ А240. Вертикальні переміщення будівлі вимірювались методом геометричного нівелювання II класу за точністю згідно вимог нормативних документів.

При закінченні польових робіт по вимірюванню переміщень конструкції будівлі та перевірки журналів було проведено камеральна обробка отриманих результатів та їх оцінювання. Значення осідання у межах кожної деформаційної марки обраховувались, як різниця між відмітками для цієї марки, що одержана в завершальному циклі вимірювання та відміткою, яка отримана в першому циклі вимірів.

При аналізі результатів інструментального спостереження за переміщеннями існуючої будівлі, що знаходиться в зоні впливу котловану виявлено зростання осідання фундаментів, які пов'язуються з різними етапами будівництва. Основними етапами, що брались до уваги при спостереженні були:

- 1) установка палей захисного екрану;
- 2) виконання палей огороження котловану та подальша екскавація котловану із влаштуванням конструкцій підземного простору.

При першому етапі встановлення палей захисного екрану із сталевобетонних палей діаметром 159мм прослідковується поява незначних переміщень конструкцій існуючого будинку, які фіксуються в межах 3мм. Після влаштування відсічного екрану, в межах окремих захваток влаштовуються залізобетонні палі, що будуть виконувати функцію огороження котловану та в подальшому використовуватись як стінова конструкція підземного поверху 620мм (рис.2). Палі котловану встановлюються за буронабивною технологією.

В даному випадку спостерігається продовження зростання осідань до 12мм, що пов'язане із появою технологічного впливу від влаштування палей огороження котловану. Найбільше зростання переміщень конструкцій будівлі відмічається на етапі розробки котловану та виконанні конструкцій підземного поверху (рис.3).



Рис. 3. Перший етап екскавації котловану з попередньо влаштованими палями захисного екрану.

Fig.3. The first stage of excavation of the pit with pre-installed piles of the protective screen.

Котлован нової будівлі розроблявся на глибину 6м. Максимальні переміщення при розробці котловану досягнули 17.8мм. При наступних спостереженнях зростання переміщень проходило зі зниженим темпом.

Проектна частина даного будівництва при наявності щільної забудови розроблялась на основі числового моделювання напружено-деформованого стану системи «грунтова основа – фундамент – надземні конструкції» із врахуванням основних етапів будівництва. Робота залізобетонних елементів моделювалась пружною при використанні наступних параметрів: питома вага $\gamma=25\text{кН/м}^3$, модуль деформації $E=30000\text{МПа}$, коефіцієнт Пуассона $\nu=0.17$. Грунтову основу змодельовано із застосуванням моделі Hardening Soil Model.

На основі порівняння даних геотехнічного моніторингу і числового моделювання виявлено різницю переміщень фундаментних конструкцій існуючої будівлі, яка склала 24% на етапі влаштування паль котловану та 19% при екскавації котловану. Можливе пояснення такої відмінності між значеннями експерименту і моделювання полягає у невідповідності фізико-механічних параметрів ґрунтів, які закладені в розрахунку, із наявними на етапі будівництва.

Також було проведено моделювання ситуації виконання робіт по встановленню паль огороження та екскавації котловану

без заздалегідь виконаного захисного екрану із сталевобетонних паль. При такому варіанті виявлено суттєвий технологічний вплив влаштування буронабивних паль по контуру котловану. Переміщення фундаментів існуючого будинку в даному випадку склали 43мм, а на стадії відкопування котловану зросли до 61,3мм. Такі значення переміщень, на практиці, призвели б до зміни технічного стану будинку та переходу його до аварійного стану.

Результати числового моделювання показують важливість влаштування конструкції захисного екрану перед початком влаштування підземного простору нової будівлі. Даний захід дає можливість стабілізувати напружено-деформований стан ґрунтової основи в межах зони впливу нового будівництва. Також з'являється можливість керувати напружено-деформованим станом існуючого будинку через зміну параметрів захисної конструкції, до яких входять: жорсткість конструкції екрану, його глибина закладання та положення між будівлею і огороженням котловану.

Порівняння експериментальних та розрахункових значень переміщень при різних стадіях робіт підземного циклу приведені в табл. 1.

Табл. 1. Порівняння експериментальних та розрахункових значень переміщень фундаментів існуючого будинку.

Table 1. Comparison of experimental and calculated values of foundation displacements of an existing building

Етап	Переміщення, мм			Відхилення з екраном, %
	Числове моделювання із екраном	Експериментальні, із екраном	Числове моделювання без екрану	
Влаштування паль огороження котловану	15,1	11,5	43	24%
Відкопка котловану	21,3 (+29%)	17,8 (+34%)	61,3 (+40%)	19%

Проведене порівняння значень геотехнічного моніторингу і моделювання екскавації глибокого котловану для нового будівництва із підземним простором та наявністю сусідньої забудови дало змогу розроби-

ти алгоритм дій (рис.4), який рекомендується притримуватись в даних умовах:

1. Аналізування вихідних параметрів таких, як: ґрунтові умови, архітектурно-конструктивні рішення, технічний стан існуючих будинків, параметри котловану, відстань від котловану до оточуючої забудови.

2. Вибір початкового варіанту типу конструкцій огороження котловану, що включає технологію виконання, діаметр, крок, довжину.

3. Ідентифікація розрахункових параметрів ґрунтової основи з використанням даних польових випробувань. Моделювання натурних випробувань паль зі змінними параметрами ґрунту для досягнення задовільної збіжності між даними експерименту та моделювання.

4. З використанням числового моделювання та уточнених характеристик ґрунтів, виконується дослідження напружено-деформованого стану конструкцій існуючих будинків, що перебувають в зоні впливу нового будівництва. Моделювання проводиться поетапно. Розрахункові стадії приймаються згідно технологічної послідовності будівельних робіт.

4. Аналіз додаткових переміщень конструкцій існуючої забудови. Порівняння даних числового моделювання із додатковими переміщеннями, що допустимі для наявного типу будинку. Якщо є перевищення допустимих значень переміщень застосувати додаткове влаштування захисного екрану. При відсутності даного перевищення допустимих осідань виконується конструювання огороження котловану

5. При виникненні необхідності установити захисного екрану виконується підбір його параметрів, що дозволить вплинути на додаткові переміщення конструкцій існуючих споруд таких. До даних параметрів екрану входять: довжина екрану, його жорсткість, а також положення екрану утримуваними конструкціями і котлованом.

6. Для контролю за конструктивними елементами існуючої забудови необхідна розробка програми геотехнічного моніторингу, що буде включати весь період буді-

вництва з метою встановлення даних про фактичний напружено-деформований стан існуючих споруд.

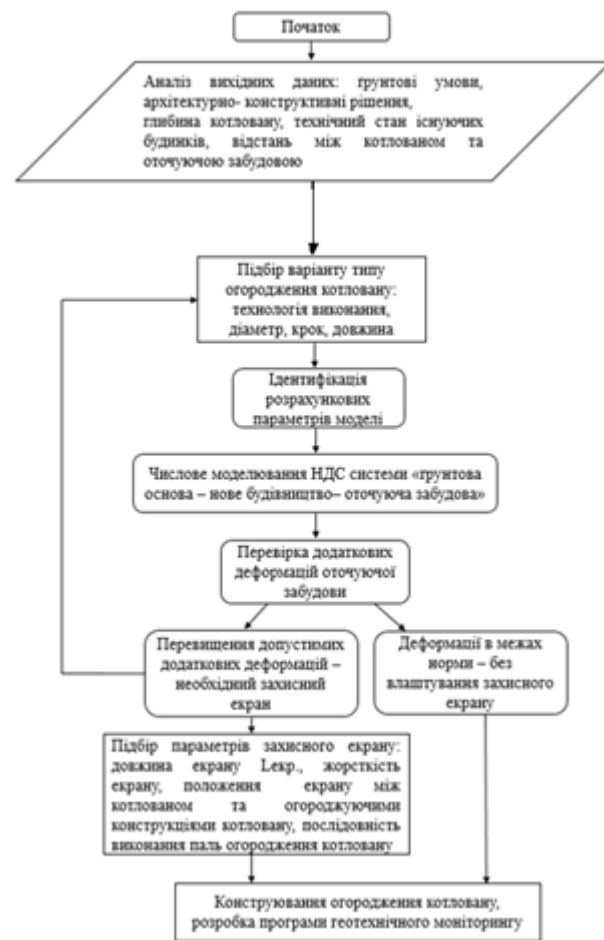


Рис. 4. Рекомендована послідовність проектування захисних конструкцій фундаменту існуючої будівлі в зоні впливу нового будівництва із підземним простором.

Fig.4. Recommended sequence for designing protective structures for the foundation of an existing building in the zone of influence of a new building with an underground space.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

1. Розроблено рекомендований алгоритм проектування захисних конструкцій фундаменту існуючого будинку при наявності впливу нового будівництва із підземним простором.

2. Приведено переваги застосування числового моделювання системи «ґрунтова основа - захисні конструкції – існуюча будівля» для прогнозування технологічного

впливу виконання паль огороження котловану та екскавації котловану.

3. Виконано порівняння результатів числового моделювання НДС «грунтовий масив - захисні конструкції – існуюча будівля» та результатами натурних спостережень за деформаціями існуючого будинку в зоні розробки котловану із застосуванням розробленого алгоритму розрахунку.

4. Виявлено, що дослідження НДС системи «грунтовий масив - захисні конструкції – існуюча будівля» за запропонованою послідовністю дає змогу спрогнозувати вплив нового будівництва на додаткові переміщення сусідньої забудови та дозволяє провести стабілізацію НДС ґрунтового масиву при виконанні робіт по влаштуванню підземного простору.

ЛІТЕРАТУРА

1. Будівництво в умовах ущільненої забудови ДБН В 1.2-12-2008. – К.: Мінрегіонбуд, 2008-43с.
2. Бойко І.П. Напружено-деформований стан ґрунтового масиву при побудові нових фундаментів поблизу існуючих будинків / І.П. Бойко, В.О. Сахаров // *Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник.*–К: КНУБА, 2004 – Вип. 28 –С. 3-10.
3. Бондарева Л. Оцінка впливу процесу влаштування огорожувальних конструкцій котловану на оточуючу забудову / Л. Бондарева, М. Хоронжевський, // *Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник.*–К: КНУБА, 2022 – Вип. 45 – С.22-32 <https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.22-32>
4. Винников Ю.Л. Геотехнічний моніторинг влаштування котловану новобудови поруч з існуючими будівлями / Ю.Л. Винников, М.О. Харченко, Д.А. Єрмолаєнко, М.К. Акопян // *Збірник наук. праць Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика – 2022* – Вип. 22 – С.12-25
5. Носенко В. Оцінка впливу висотної будівлі на напружено-деформований стан фундаменту та конструкцій існуючих будівель щільної забудови / В. Носенко, Л. Бондарева., М. Хоронжевський, О. Кашоїда // *Основи і фундаменти: міжвідомчий науково-технічний збірник.*–К: КНУБА, 2023 – Вип. 47 – С. 49-60,

<https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.49-605>.

6. Katzenbach R., Bachman G., Gutberlet C. Pile-Soil-Wall-Interaction during the construction process of deep excavation pits. / R. Katzenbach, G. Bachman, C. Gutberlet // *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [ISBN 978-1-61499-9 (online)].* – Rotterdam, Millpress Skience Publishers/IOS Press, 2005. – Vol. 1–4. – P.1501–1504. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1501.
7. Bin-Chen B.H. The use of piling and propping for the protection of buildings beside deep excavations: case studies from Taipei, Taiwan / B.H. Bin-Chen, F.T. David, C. Chun-Hung, N.H. Richard, Hwang // *Proc. The 3rd Int. Symp.* – IS-Toulouse, 2002.
8. Turcek P. Using the observation method for foundations of high-rise buildings / P. Turcek, M. Sul’ovska // *Geotechnical Engineering in Urban Environments* – Rotterdam, 2007 – P.419-422.

REFERENCES

1. .Budivnytstvo v umovakh ushchilnenoї zabudovy: DBN V 1.2-12-2008. (2008). Kyiv: Minrehionbud, 43 (in Ukrainian).
1. 2. Boiko I.P., Sakharov V.O. (2004) Napruzhenno-deformovanyi stan hruntovoho masyvu pry pobudovi novykh fundamentiv poblyzu isnuuychkh budynkiv [Stress-strain state of the soil massif during the construction of new foundations near existing buildings]. *Osnovu i fundamentey: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 28, 3-10 (in Ukrainian).
2. 3. Bondareva, L., Khoronzhevskiy, M. (2022) Otsinka vplyvu protsesu vlashtuvannia ohorodzhu-valnykh konstruktzii kotlovanu na oto-chuiuchu zabudovu. *Osnovu i fundamentey: Mizhvidomchyj naukovotekhnichnyj zbirnyk.* Kyiv: KNUBA, 45, 22-32 (in Ukrainian). <https://doi.org/10.32347/0475-1132.45.2022.22-32>
4. Vynnykov Yu.L., M.O. Kharchenko, D.A. Yermolaenko, M.K. (2022) Akopian Heotekhnichniy monitorynh ulashtuvannia kotlovanu novobudovy poruch z isnuuychymy budivliamy.[Geotechnical monitoring of the construction of a new building foundation pit next to existing buildings] *Zbirnyk nauk. prats*

Mosty ta tuneli: teoriia, doslidzhennia, praktyka, 22, 12-25. (in Ukrainian)

5. Nosenko V., Bondareva L., Khoronzhevskyi M., Kashoida O. (2023) Otsinka vplyvu vysotnoi budivli na napruzhenno-deformovanyi stan fundamentu ta konstruktsii isnuuiu-chykh budivel shchilnoi zabudovy [Assessment of the impact of a high-rise building on the stress-straine of the foundation and structures of exiting buildings in dense development]. *Osnovy i fundamenty: mizhvidomchyi naukovotekhnichnyi zbirnyk*. Kyiv: KNUBA, 2023, 47, 49-60. <https://doi.org/10.32347/0475-1132.47.2023.49-605>
6. Katzenbach R., Bachman G., Gutberlet C. (2005) Pile-Soil-Wall-Interaction during the construction process of deep excavation pits. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering [ISBN 978-1-61499-9 (online)]*. Rotterdam, Millpress Skience Publishers/IOS Press., 1-4, 1501-1504. DOI: 10.3233/978-1-61499-656-9-1501.
7. Bin-Chen B.H. David F., Chun-Hung C., Richard N.H. (2002) The use of piling and propping for the protection of buildings beside deep excavations: case studies from Taipei. *Proc. The 3rd Int. Symp.*
8. Turcek P., Sul'ovska M. (2007) Using the observation method for foundations of high-rise buildings. *Geotechnical Engineering in Urban Environments*. Rotterdam, 419-422.

Research on the impact of new construction on the stress-strain state of the soil base foundations of existing buildings

Vitalii RUCHKIVSKYI

Summary. The trends of the modern stage of housing development, which is accompanied by an increase in the density of development of historically formed areas of large cities, are analyzed.

Engineering problems arise that are associated with the use of underground space and lead to a change in the stress-strain state of existing buildings. Many buildings, next to which construction is underway, have shallow foundations. The construction of new foundations, excavation of pits for the arrangement of underground space disrupt the balance of the stress-strain state of the soil base and, in most cases, have a negative impact on ex-

isting building structures.

Research conducted in this area indicates the significant relevance of this topic. An important role in this is played by a comprehensive system of geotechnical monitoring of the state of the surrounding development at different stages of new construction.

The practice of construction in dense development with the presence of observations of the movements of existing buildings has shown the possibility of additional settlements and damage to above-ground structures, which indicates the lack of justification for the adopted design decisions. When analyzing the stress-strain state of the “base - foundation - above-ground structures” system, it is necessary to take into account not only the physical and mechanical parameters of the soils, hydrogeological conditions, loads, but also to pay significant attention to the technology of work and the sequence of their execution.

A study of the patterns of the influence of new construction on the stress-strain state of the existing building has been conducted.

Geotechnical monitoring data are presented and compared with the results of numerical modeling. Numerical modeling was performed in two versions: in combination and without a protective screen of small-diameter piles. The soil mass was modeled using the Hardening Soil Model.

The possibility of stabilizing the stress-strain state of the soil mass during the performance of underground cycle works has been shown.

A sequence of designing buildings with underground space is proposed, which allows achieving the effect of minimizing the impact of new construction on additional subsidence of the foundations of neighboring buildings.

Key words. New construction, excavation, compacted development, stress-strain state, settlement, deformation.

Оцінка взаємодії будівлі з основою методом скінченних елементів із використанням даних компресійних випробувань ґрунтів

Олександр ЛИТВИН¹

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

¹lytvyn.ov@knuba.edu.ua, orcid.org/0000-0002-2818-3457

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.69-76

Анотація. У статті представлено методику оцінки взаємодії будівель із ґрунтовою основою, яка базується на використанні даних компресійних випробувань ґрунтів, широко доступних у звітах інженерно-геологічних вишукувань. Основною метою дослідження є розробка підходу до врахування ущільнення ґрунтів у межах системи «Основа-Фундамент-Споруда» з використанням методу скінченних елементів (МСЕ). Це дозволяє більш точно моделювати напружено-деформований стан конструкцій у діапазонах тиску, характерних для сучасних будівель, таких як висотні житлові комплекси або промислові споруди. Методика, запропонована у статті, враховує особливості деформацій ґрунтів під навантаженням, зокрема процеси ущільнення, що виникають внаслідок зменшення пористості. Опис залежності модуля деформації від тиску ґрунту здійснено на основі експериментальних даних компресійних випробувань, подовжених до вищих рівнів напружень за допомогою математичних моделей. Це дозволило уникнути необхідності дорогих і складних випробувань, які рідко доступні в умовах української інженерної практики. У дослідженні виконано моделювання напружено-деформованого стану реального об'єкта – 25-поверхового житлового будинку в м. Києві. Було застосовано дві постановки: традиційний підхід із використанням постійного модуля деформації та запропонована методика з урахуванням змінного модуля деформації. Результати моделювання показали, що врахування процесів ущільнення ґрунтів дозволяє суттєво знизити пікові значення напружень у фундаментних конструкціях і забезпечити рівномірний розподіл згинальних моментів у ростверках.

Особлива увага приділяється оцінці висоти зони порушення структури ґрунту під фундаментом. Встановлено, що ця зона може досягати 9



Олександр ЛИТВИН
асистент кафедри
геотехніки

метрів для ростверків і 12 метрів для пальових фундаментів, залежно від навантаження. Отримані результати дозволяють зробити висновки про необхідність занурення пальових конструкцій за межі цієї зони для забезпечення стабільності споруди.

Запропонований підхід є універсальним, оскільки базується на стандартних одометричних даних і може бути адаптований до різних типів ґрунтів і конструкцій. Результати дослідження демонструють практичну цінність методики для оптимізації проектування фундаментів, зниження матеріалоємності конструкцій та підвищення їх надійності. Крім того, врахування процесів ущільнення ґрунтів дає можливість підвищити точність інженерних розрахунків і забезпечити раціональне використання матеріальних ресурсів у складних геологічних умовах.

Методика розрахунку, запропонована у цій роботі, може бути інтегрована в сучасні програмні комплекси, такі як ABAQUS, що значно спрощує її впровадження в інженерну практику. Це робить її особливо цінною для проектування висотних будівель, промислових об'єктів та інших споруд, що зазнають значних навантажень на фундамент.

Ключові слова. Взаємодія будівлі з основою, компресійні випробування ґрунтів, ущільнення ґрунтів, метод скінченних елементів, напружено-деформований стан.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Проектування конструкцій, що взаємодіють із основою на етапах навантаження, має здійснюватися в умовах, далеких від вичерпання несучої здатності, тобто коли напруження не досягають граничної пластичності при зсуві. Основним процесом взаємодії фундаментів з основою є ущільнення ґрунтів внаслідок їх стиснення. Для коректного опису цього процесу в умовах, наближених до компресії, необхідно враховувати розподіл напружень у системі «Основа–Фундамент–Споруда» (О-Ф-С) та зміну модуля деформації при стиску. Хоча в окремих зонах можуть виникати граничні пластичні деформації при зсуві, вони залишаються локальними й не впливають на загальний перерозподіл напружень у системі О-Ф-С.

Традиційні підходи до врахування пластичних деформацій матеріалів базуються на припущенні, що незворотні деформації виникають лише за умови досягнення напруженнями граничної поверхні пластичності, яка обмежує область можливих напружених станів матеріалу. У більшості випадків такі поверхні визначаються за критеріями міцності при зрушенні, зокрема, за моделями Кулона-Мора, Друкера-Прагера тощо.

Проте відомо, що в умовах стиску незворотні деформації в ґрунтах виникають значно раніше, що пов'язано зі зменшенням пор. Цей процес супроводжується ущільненням ґрунту та руйнуванням структурних зв'язків внаслідок об'ємного стиснення. Варто зазначити, що деформації стиску здебільшого пов'язані зі зменшенням об'єму пор у ґрунті, оскільки деформації твердих часток ґрунту за звичайних напружень, характерних для основ фундаментів, є незначними і швидко відновлюються після зняття навантаження [6].

Для оцінки взаємодії будівель із основою широко використовуються математичні моделі, реалізовані у сучасних програмних комплексах. Проте для коректного застосування цих моделей потрібні дані складних лабораторних досліджень ґрунтів, зокрема стабілометричних випробувань, які виконуються за допомогою високотехнологічного

обладнання [9], тощо. Водночас на практиці в Україні інженери зазвичай мають у своєму розпорядженні лише результати компресійних випробувань ґрунтів, представлені у звітах з інженерно-геологічних вишукувань. Ці дослідження обмежені діапазоном тисків 0,1–0,3 МПа, тоді як більшість сучасних споруд, зокрема висотні будівлі та промислові об'єкти, мають фундаменти, для яких діапазон тисків лише починається з 0,3–0,4 МПа [7].

Таким чином, на сьогоднішній день залишається актуальним питання розробки простих методик для коректної оцінки взаємодії будівель із основою в умовах, наближених до компресії, які базуватимуться на стандартних даних одометричних випробувань ґрунтів [8].

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Проблема взаємодії конструкцій із ґрунтовою основою та оцінка процесів ущільнення під дією навантаження є предметом досліджень багатьох науковців. Зокрема, у роботі [1] наведено аналіз механізмів пластичних деформацій у ґрунтах, що виникають під час компресійного навантаження. Автори акцентують увагу на значенні об'ємного ущільнення, яке визначає загальні параметри напружено-деформованого стану (НДС) у системі «Основа–Фундамент–Споруда».

У публікації [2] обґрунтовано використання одометричних методів випробувань для моделювання взаємодії фундаментів із основою. Вказується, що в умовах компресії зменшення об'єму пор є ключовим фактором, який впливає на зміну модуля деформації ґрунтів.

Більш глибоке вивчення пластичних деформацій у ґрунтах проведено у [3], де запропоновано числові моделі, що враховують розвиток зон граничної пластичності. У цій роботі автори застосували методи кінцевих елементів для розв'язання задач геомеханіки, але наголошують на обмеженості практичного застосування таких моделей через потребу в даних стабілометричних випробувань.

Дослідження впливу ущільнення ґрунтів на несучу здатність фундаментів було також висвітлено у роботі [4]. Автори підкреслюють, що інженерна практика потребує простих та універсальних підходів для врахування цього ефекту, які базуються на стандартних даних компресійних випробувань.

Окрім цього, у роботі [5] було проведено аналіз впливу початкових умов ущільнення ґрунтів на загальний розподіл напружень у системі ОФС. Автори зробили висновок, що адаптація критеріїв міцності, таких як модель Друкера-Прагера, до реальних інженерних умов потребує суттєвих спрощень і модифікацій.

Таким чином, актуальним залишається питання розробки методик, які базуватимуться на доступних даних інженерно-геологічних вишукувань та забезпечать достатню точність при оцінці взаємодії конструкцій із основою в умовах компресії.

МЕТА РОБОТИ

Розробка методики оцінки взаємодії будівель із ґрунтовою основою, яка базується на використанні компресійних випробувань ґрунтів, з метою підвищення точності моделювання напружено-деформованого стану системи «Основа-Фундамент-Споруда» при високих рівнях тиску, характерних для сучасних споруд.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

При моделювання взаємодії будівлі з основою модуль деформації ґрунту будемо описувати наступним рівнянням:

$$E_i = \frac{(1 + e_0) \cdot \Delta\sigma_{33}}{e_i - e_{i+1}} \beta, \quad (1)$$

де: $\Delta\sigma_{33}$ - приріст вертикальних нормальних напружень у ґрунтовому масиві на поточному кроку навантаження e_0 – початковий коефіцієнт пористості; e_{i+1} – коефіцієнт пористості на поточному кроці навантаження; e_i – коефіцієнт пористості на попередньому кроці навантаження.

Для обчислення коефіцієнта пористості скористаємось закономірністю ущільнення ґрунтів:

$$e_i = e_0 - C_c \ln \left(\text{abs} \left(\frac{\sigma_{33i}}{P_0} \right) \right), \quad (2)$$

де P_0 - початкове близьке до структурній міцності значення компресійного тиску при одометричних випробуваннях зразків ґрунту; σ_{33i} – вертикальне напруження в ґрунтовому масиві на поточному кроці навантаження; C_c – константа компресії.

Використовуючи закономірність (2) подовжимо компресійну криву отриману при лабораторних випробуваннях (рис.1) до потрібного діапазону тиску і відповідно до виразу (1) визначити модуль деформації E у більш широкому діапазоні.

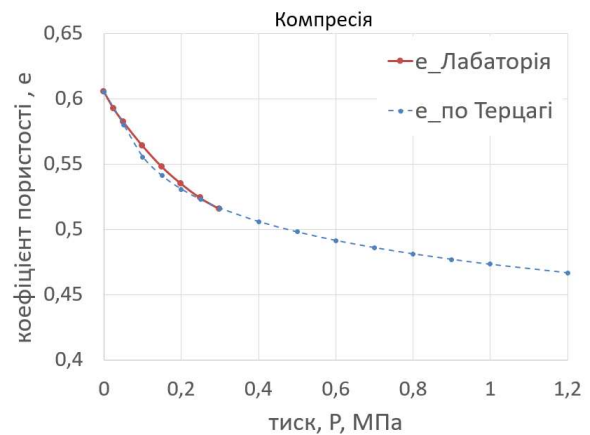


Рис.1. Компресійна крива подовжена до потрібного діапазону тиску

Fig.1. Fragment Compression curve extended to the required pressure range.

При обчисленнях коефіцієнта пористості будемо контролювати чи не перевищив коефіцієнт пористості на поточному кроці навантаження допустимі значення:

$$e_{min} < e_i < e_{max}, \quad (3)$$

До межі структурної міцності, у пружній стадії, використаємо модуль пружності E_{str} , який прийmemo $E_{str} = 10 \cdot E_{деф}$, де $E_{деф}$ - модуль деформації ґрунту у діапазоні тиску 0,1-0,3 МПа. Подальше збільшення навантаження призведе до руйнування структурних зв'язків з підвищенням деформативності ґрунту та переходу до другої ділянки компресійної кривої, що відповідає процесу ущільнення ґрунту. Модуль деформації на цій ділянці E_i при тиску σ_{33i} будемо визначати за виразом (1). Процес ущільнення може відбуватися до того, поки ґрунт не буде мати мінімальний коефіцієнт порис-

тості. Далі процес ущільнення відбуватиметься лише за рахунок стиснення мінеральних частинок - скелету ґрунту і буде описуватись з постійним модулем деформації, досягнутим на поточному кроку навантаження. Оскільки експериментальне отримання мінімального коефіцієнту пористості має певні складності, для його визначення скористаємось рівнянням (2) обмежившись тиском $P_{max} = 2$ МПа виходячи з експериментальних даних Сідорова і Сіпідіна [9].

Вищенаведені підходи використана для оцінки напружено-деформованого стану та проектування фундаментів на реальному майданчику м. Києва (рис.2.). Об'єкт дослідження представляє собою реальний 25-ти поверховий житловий будинок з вбудованими приміщеннями в м. Києві.

Загальний вигляд при будівництві



Скінченноелементна модель багатоповерхового будинку

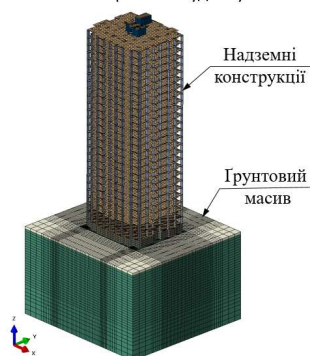


Рис.2. Загальний вигляд будинку та скінченноелементна модель у складі системи «Основа-Фундамент-Споруда».

Fig.2. General view of building and finite element model as part of the "Basis-Foundation-Structure" system.

Будинок односекційний, має один підвальний поверх, один технічний поверх. Конструктивна схема будівлі - монолітний залізобетонний каркас з ядрами жорсткості (стіни сходово-ліфтового вузла). Вертикальні несучі елементи пілони – монолітні залізобетонні перетином 300x1350мм; 250x1350мм та ліфтові та сходові шахти – монолітні залізобетонні, товщиною 250, 300 мм. Плити перекриття, покриття – монолітні залізобетонні, товщиною 200мм. Підвальний поверх влаштовувати повністю із монолітного залізобетону. Фундамент будівлі пальовий, який складається з буроін'єкційних

паль Ø620 мм що об'єднані суцільним монолітним залізобетонним ростверком.

Ґрунтова основа складена з щільних мілких пісків. Основні параметри ґрунтів та матеріалів конструкцій будинку для розрахунку наведені в таблиці 1.

Табл. 1. Показники фізико-механічних властивостей ґрунтів будівельного майданчика
Table 1. Main parameters of building structure materials and soils

Назва	Значення	Од. вим.
Конструкції будинку – залізобетон:		
Модуль деформації (E)	30 000	МПа
Щільність (ρ)	2,5	г/см ³
Коефіцієнт Пуассона (ν)	0,2	
Ґрунтовий масив – пісок середньої крупності:		
Модуль деформації (E)	60	МПа
Щільність (ρ)	2,07	г/см ³
Коефіцієнт Пуассона (ν)	0,3	

Розрахунки напружено-деформованого стану несучих конструкцій будинку (пальовий фундамент, надземні конструкції) спільно з ґрунтовою основою виконувались методом скінчених елементів (МСЕ) у тривимірній постановці на базі ПК ABAQUS, що включає скінченно-елементні бібліотеки та алгоритми розв'язку задач механіки та можливості реалізації рівняння стану матеріалу за допомогою підпрограми користувача UMAT. Розроблена скінченно-елементна модель представлена на рис. 2.

Вертикальні та горизонтальні елементи каркасу - пілони, стіни, ядра жорсткості, плити перекриття, фундамент моделювались універсальними трьох та чотирьох кутковими кінцевими елементами оболонки (shell). Палі моделювались універсальним просторовим стрижневим кінцевим елементом (beam). Для моделювання багатошарової ґрунтової основи використовувались універсальні просторові шести та восьми вузлові ізопараметричні скінченні елементами

(solid). Створена модель налічувала 234162 елементів, 232380 вузлів, а загальна кількість невідомих складала 829155.

Розв'язок задачі виконувався у двох постановках. Перша – пружній розрахунок з використанням одного постійного модуля деформації для гуртової основи згідно звіту з інженерних вишукувань на даному об'єкті.

Друга постановка виконана з використанням запропонованої методики що описує процес ущільнення в умовах компресії. В якості вихідних даних для цієї постановки використана компресійна крива залежності коефіцієнта пористості від тиску, побудована за результатами лабораторних випробувань гуртів на одновісний стиск, яка була продовжена до потрібного діапазону тиску (рис.1), використовуючи закономірність (2).

За критерій структурної міцності, виходячи з даних [10] прийнято умову коли вертикальні нормальні напруження в скінченних елементах гуртового масиву перевищують напруження від власної ваги ґрунту на 20% ($\sigma_{33} \geq 1.2 \sigma_{zg}$). Для цього на початковій стадії розрахунків було створене попереднє напруження в елементах гуртового масиву від власної ваги з нульовими переміщеннями.

Проведені дослідження з використанням запропонованої методики врахування ущільнення ґрунтів дозволяє оцінити ефективність використання паль у фундаментах. Існує два типи роботи паль у фундаменті, це пальова основа та паловий фундамент.

У випадку пальнової основи палі не виходять за деформовану зону під ростверком (зону з порушеною структурною міцністю), а лише покращують властивості ґрунтів у верхній частині основи в наслідок її ущільнення (армування основи палями). Пальову основу застосовують при слабкій основі, коли армуванням паль вдається досягти покращення властивостей ґрунтів для забезпечити осідання споруд в межах допустимих значень.

В паловому фундаменті палі проходять деформовану зону під ростверком і під нижнім кінцем паль утворюється ще одна деформована зона з порушеною структурною міцністю. Паловий фундамент застосовують

у випадках коли армуванням паль не вдається досягти покращення властивостей ґрунтів для забезпечити осідання споруд в межах допустимих значень і потрібно передавати навантаження нижче за деформовану зону під ростверком, на більш міцні шари ґрунту.

Проведені дослідження з використанням моделі залежності модуля деформації від тиску показали що висота деформованої зони порушеної структури під ростверком досягла 9м (рис.3), тобто для забезпечення осідання досліджуваного будинку в межах допустимих значень нижній кінець паль повинен бути заведений нижче за цю зону мінімум вдвічі.

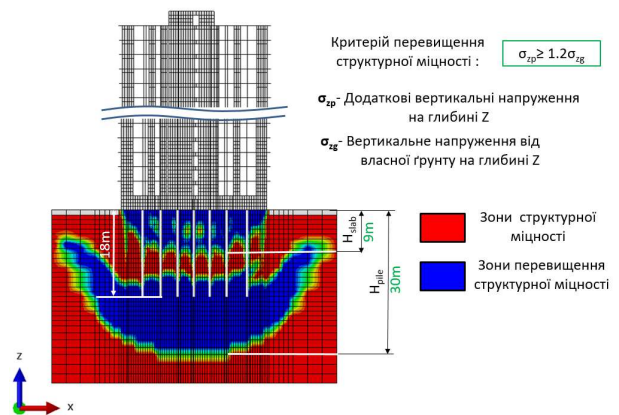


Рис.3. Зони перевищення структурної міцності ґрунту.

Fig.3. Zones where the structural strength of the soil is exceeded.

Були проаналізовані результати розв'язку задач за двома постановками: з врахуванням процесу ущільнення ґрунту зі змінним модулем деформації та пружної постановки з одним постійним модулем деформації. По результатам порівняння цих двох постановок виявлено, що врахування процесу ущільнення ґрунту та залежності модуля деформації від тиску дає більш рівномірний розподіл згинальних моментів у ростверку (рис.4), зі зменшенням пікових значень до тридцяти відсотків (рис.5) та зменшення площ цих зона в порівнянні з пружним розрахунком (рис.4), де використовується постійне значення модуля деформації.

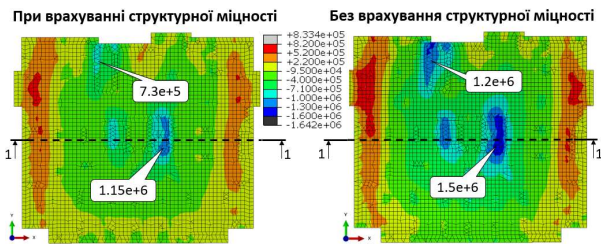


Рис.4. Згинальні моменти у ростверку в напрямку осі "X", Н*м/м.

Fig.4. Bending moments in the grillage in the direction of the "X" axis, N*m/m.

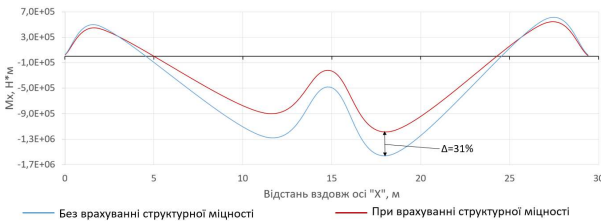


Рис.5. Згинальні моменти в напрямку осі "X", Н*м/м в перерізі 1-1.

Fig.4. Bending moments in the forward direction "X", N*m/m in difference 1-1.

Врахування процесу ущільнення в умовах стиснення та залежності модуля деформації від тиску також показав більш рівномірний розподіл зусиль в палях (рис.5). Перерозподіл зусиль в окремих зонах паль досягає сорока відсотків, в порівнянні з тим якщо не враховувати процес ущільнення ґрунту при стисненні та залежності модуля деформації від тиску.

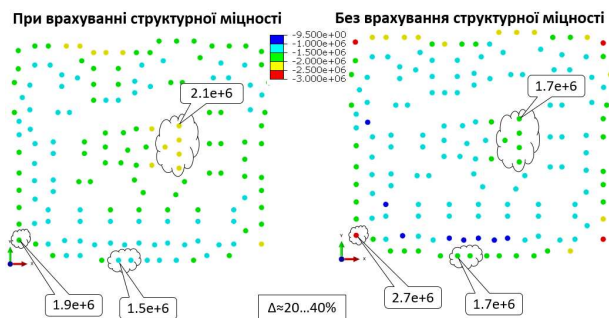


Рис.6. Зусилля в оголовках паль за двома постановками, Н.

Fig.4. Efforts in pile heads for two installations, N.A.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Переваги запропонованого підходу полягають у тому що у якості вихідних даних ви-

користовуються безпосередньо дані компресійних випробуваннях, які масово розповсюджені при інженерно-геологічних вишукуваннях.

Запропонована методика врахування ущільнення ґрунту дозволяє визначати миттєвий модуль деформації та коректно враховувати розподіл напружено-деформованого стану у системі «Основа-Фундамент-Споруда».

Виконані дослідження напружено-деформованого стану фундаментів реального об'єкта будівництва методом скінченних елементів з розв'язком задач у дох постановках: пружній розрахунок з використанням одного постійного модуля деформації для ґрунтової основи та з використанням запропонованої методики врахування ущільнення ґрунту дозволяє зробити наступні висновки:

Висота деформованої зони порушеної структури під ростверком досягла 9м, тобто для забезпечення осідання досліджуваного будинку в межах допустимих значень нижній кінець паль повинен бути заведений нижче за цю зону.

Встановлено що висота деформованої зони з порушеною структурою під нижнім кінцем паль становить 12м, тобто на відстані 12 м від нижніх кінців паль можна обмежити розрахункову область гуртового масиву та накласти в'язі.

Загальна висота деформованої зони з порушеною структурою від низу ростверку становить близько 30м.

Виявлено, що врахування процесу ущільнення ґрунту та залежності модуля деформації від тиску дає більш рівномірний розподіл згинальних моментів у ростверку зі зменшенням пікових значень до тридцяти відсотків.

Зменшення площ зон з максимальними значеннями згинальних моментів у ростверку в порівнянні з пружним розрахунком, де використовується постійне значення модуля деформації.

Перерозподіл зусиль в окремих зонах паль досягає сорока відсотків, в порівнянні з тим якщо не враховувати процес ущільнення ґрунту при стисненні та залежності модуля деформації від тиску.

Застосований у цьому дослідженні алгоритм, оснований на описі процесу ущільнення ґрунтів за напівлогарифмічним законом Терцагі, дозволяє оцінювати взаємодію конструкцій з основою при інженерних розрахунках в умовах тисків в основі під фундаментами, що перевищують ті, які можна створити у компресійних приладах під час лабораторних досліджень деформативності ґрунтів.

ЛІТЕРАТУРА

1. Кравченко А.В. Ущільнення ґрунтів при взаємодії фундаментів із основою / А.В. Кравченко // *Геотехнічна механіка*. – 2021. – №5. – С. 34–48. DOI: 10.12345/geom.2021.5.34-48.
2. Johnson R.B. Soil Compression Behavior Under Loading / R.B. Johnson, T.M. Carter // *Journal of Geotechnical Engineering*. – 2018. – Vol. 144, No.6. – P. 1–12. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001860.
3. Novak P. Finite Element Modelling of Soil-Foundation Interaction / P. Novak, S. Kumar // *Computers and Geotechnics*. – 2020. – Vol. 124. – P.102638. DOI: 10.1016/j.compgeo.2020.102638.
4. Мельник С.В. Вплив ущільнення ґрунтів на несучу здатність фундаментів / С.В. Мельник, Г.П. Ковальчук // *Будівельні конструкції і основи*. – 2019. – №3. – С.72–83. DOI: 10.32347/2410-2547.2019.3.72-83.
5. Brown G. Evaluation of Drucker-Prager Model in Soil Mechanics / G. Brown, M. Silva // *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. – 2022. – Vol.46, No.9. – P.1050–1068. DOI: 10.1002/nag.3400.
6. Зоценко М.Л., Коваленко В.І., Яковлев А.В., Петраков О.О., Швець В.Б., Школа О.В., Біда С.В., Винников Ю.Л. Інженерна геологія. Механіка ґрунтів, основи і фундаменти: Підручник / Полтава: ПНТУ, 2003. – 446 с.
7. Ding J.H., Li B.J., Du E.X., Wang W.Y., Zhao T. Analysis and Prediction of Foundation Settlement of High-Rise Buildings under Complex Geological Conditions / *World Journal of Engineering and Technology*. – 2017. – Vol. 5. – P. 445–454. DOI: 10.4236/wjet.2017.53038.
8. Ґрунти. Методи лабораторного визначення характеристик міцності і деформованості. ДСТУ Б В.2.1-4-96. – [Чинний від 1997–04–

01]. – К.: Державний комітет України у справах містобудування і архітектури, 1997. – 102 с.

9. Сидоров Н.І., Спицин В.П. Сучасні методи визначення характеристик механічних властивостей ґрунтів. – Л.: Стройиздат, 1972. – 136 с.
10. Винников Ю.Д. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі. – Полтава: ПНТУ, 2004. – 237 с.

REFERENCES

1. Kravchenko A.V. (2021) Ushchilnennia gruntiv pry vzaiemodii fundamentiv iz osnovoiu [Soil compaction during the interaction of foundations with the base]. *Heotekhnichna mekhanika*, 5, 34–48. DOI: 10.12345/geom.2021.5.34-48.
2. Johnson R.B., Carter T.M. (2018) Soil Compression Behavior Under Loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, 144, No.6, 1–12. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001860.
3. Novak P. Kumar S. (2020) Finite Element Modelling of Soil-Foundation Interaction. *Computers and Geotechnics*, 124, 102638. DOI: 10.1016/j.compgeo.2020.102638.
4. Melnyk S.V., Kovalchuk H.P. (2019) Vplyv ushchilnennia gruntiv na nesuchu zdatnist fundamentiv [The effect of soil compaction on the bearing capacity of foundations]. *Budivelni konstruktsii i osnovy*, 3, 72–83. DOI: 10.32347/2410-2547.2019.3.72-83.
5. Brown G., Silva M. (2022) Evaluation of Drucker-Prager Model in Soil Mechanics. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 46, No.9, 1050–1068. DOI: 10.1002/nag.3400.
6. Zotsenko M.L., Kovalenko V.I., Yakovliev A.V., Petrakov O.O., Shvets V.B., Shkola O.V., Bida S.V., Vynnykov Yu.L. (2003) *Inzhenerna heolohiia. Mekhanika gruntiv, osnovy i fundamenty*: Pi-druchnyk. Poltava: PNTU, 446.
7. Ding J.H., Li B.J., Du E.X., Wang W.Y., Zhao T. (2017) Analysis and Prediction of Foundation Settlement of High-Rise Buildings under Complex Geological Conditions. *World Journal of Engineering and Technology*, 5, 445–454. DOI: 10.4236/wjet.2017.53038.
8. Grunty. Metody laboratornoho vyznachennia kharakterystyk mitsnosti i deformovanosti. DSTU B V.2.1-4-96. (1997). Kyiv: Derzhavnyy komitet Ukrayiny u spravakh mistobuduvannya i arkhitektury, 102 (in Ukrainian).

9. Sydorov N.I., Spydyn V.P. (1972) Suchasni metody vyznachennia kharakterystyk mekhanichnykh vlastyvostei gruntiv. [Modern methods for determining the characteristics of the mechanical properties of soils] Leningrad.: Stroiizdat, 136.
10. Vinnikov Yu.D. (2004) Matematychni modeliuvannia vzaiemodii fundamentiv z ushchilnenymy osnovamy pry yikh zvedenni ta nastupnii roboti [Mathematical modeling of the interaction of foundations with compacted bases during their construction and subsequent work]. Poltava: PNTU, 237.

Assessment of Building-Foundation Interaction Using the Finite Element Method Based on Soil Compression Test Data

Oleksandr LITVYN

Summary. The article presents a methodology for assessing the interaction between buildings and their soil foundations based on data from soil compression tests widely available in engineering geological survey reports. The primary aim of the study is to develop an approach for accounting for soil compaction within the "Base-Foundation-Structure" system using the finite element method (FEM). This approach enables more accurate modeling of the stress-strain state of structures under pressure ranges typical for modern buildings, such as high-rise residential complexes or industrial facilities.

The methodology proposed in the article considers the specific characteristics of soil deformation under loading, particularly the compaction processes that occur due to the reduction of porosity. The dependency of the deformation modulus on soil pressure is described based on experimental data from compression tests extended to higher stress levels using mathematical models. This eliminated the need for expensive and complex tests that are rarely accessible in the context of Ukrainian engineering practice.

The study involves modeling the stress-strain state of a real-life object—a 25-story residential building in Kyiv. Two scenarios were analyzed: the traditional approach with a constant deformation modulus and the proposed methodology incorporating a variable deformation modulus. The modeling results demonstrated that considering soil compaction processes significantly reduces peak stress values in foundation structures and ensures a uniform

distribution of bending moments in grillages.

Special attention is given to assessing the height of the structurally disturbed soil zone beneath the foundation. It was found that this zone could reach up to 9 meters for grillages and 12 meters for pile foundations, depending on the applied load. The results suggest the necessity of embedding piles beyond this zone to ensure structural stability.

The proposed approach is universal, as it is based on standard oedometer data and can be adapted to various soil types and structural configurations. The results demonstrate the practical value of the methodology for optimizing foundation design, reducing the material consumption of structures, and improving their reliability. Furthermore, accounting for soil compaction processes enhances the accuracy of engineering calculations and ensures the rational use of material resources in complex geological conditions.

The calculation methodology proposed in this study can be integrated into modern software packages such as ABAQUS, significantly simplifying its implementation in engineering practice. This makes it particularly valuable for the design of high-rise buildings, industrial facilities, and other structures subjected to significant foundation loads.

Key words. Building-foundation interaction, soil compression tests, soil compaction, deformation modulus, finite element method, stress-strain state.

Теоретичні дослідження монтажної ваги армовидавлювальних конструкцій

Олександр МАХИНЯ¹, Євгеній ГАЛЕНКО²

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

¹magnusrocot@gmail.com, orcid.org/0000-0001-7167-2857

²yevhenii.halenko@gmail.com, orcid.org/0000-0001-9309-658X

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.77-85

Анотація. Стаття присвячена дослідженню зміни монтажної ваги армовидавлювальних конструкцій залежно від конструктивних, технологічних та інших факторів. Технологія влаштування армовидавлювальних конструкцій є інноваційною і важливим кроком у підвищенні ефективності та швидкості зведення підземних споруд. Суть технології полягає в тому, що монолітна конструкція виготовляється на поверхні ґрунту у модульній формі, а потім під власною вагою опускається у викопану траншею до проектної глибини, де закріплюється для подальших робіт. Тому одним із ключових параметрів, що визначає безпечність і надійність процесу, є монтажна вага конструкції.

У статті детально розглянуто складові, що формують монтажну вагу конструкції, та проаналізовано вплив конструктивних, технологічних і інших факторів на її значення. Теоретично досліджено допустимі максимальні та мінімальні варіанти монтажної ваги за зміни геометричних параметрів: довжина (від 6 до 18 м), ширина (від 0,4 до 0,8 м) і висота (від 10 до 50 м). Результати показують, що зміна цих параметрів суттєво впливає на вагу конструкції як загалом, так і під час монтажу.

Досліджено також вплив густини глинистої суспензії, що застосовується для стабілізації стінок траншеї та запобігання їх обваленню. Встановлено, що збільшення густини суспензії знижує монтажну вагу завдяки ефекту плавучості. Наприклад, при густині 1,5 т/м³ монтажна вага знижується до 37%, а при мінімальній густині 1,03 т/м³ – до 25%.

Результати досліджень підтверджують важливість точного підбору геометричних розмірів і властивостей матеріалів. Виявлені закономірності демонструють, що збільшення довжини



Олександр МАХИНЯ
доцент кафедри
будівельних технологій
к.т.н., доц.



Євгеній ГАЛЕНКО
аспірант кафедри
будівельних технологій

конструкції може підвищити монтажну вагу до 67%, ширини – до 50%, а висоти – до 80%. Це дослідження є основою для подальшої оптимізації конструкцій, спрямованої на зменшення їхньої ваги без втрати міцності та надійності.

Отримані результати відкривають перспективи для подальших досліджень, спрямованих на оптимізацію конструктивних рішень і вдосконалення технології влаштування армовидавлювальних конструкцій. Зокрема, важливо розробити методи зниження монтажної ваги за рахунок використання легших матеріалів і оптимізованих форм конструкції без втрати необхідної міцності.

Ключові слова. Монтажна вага, армовидавлювальна конструкція, модуль-форма, монолітні залізобетонні елементи, глиниста суспензія, сила Архімеда, оптимізація параметрів.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Армовидавлювальні конструкції [1, 2] виготовляються в модуль формі, з поступовим їх опусканням під дією власної ваги до досягнення проектного положення. Зокрема, вони опускаються у заздалегідь викопану траншею, заповнену глинистим розчином, де згодом фіксуються.

Одним із ключових чинників, що впливає на розробку конструктивних рішень обладнання для влаштування армовидавлювальних конструкцій та технологічно-організаційних аспектів їх монтажу, є монтажна вага таких конструкцій. Тому дослідження змін монтажної ваги армовидавлювальних конструкцій залежно від конструктивних, технологічних та інших факторів є актуальним завданням для вдосконалення технології їх влаштування. У даній роботі розглядаються теоретичні закономірності впливу цих факторів на монтажну вагу конструкцій, що може слугувати основою для розробки обладнання та оптимізації технологічних рішень монтажу армовидавлювальних конструкцій.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

У процесі роботи були розглянуті схожі моделі для виготовлення армовидавлювальних конструкцій [1-2]. Оскільки технологія влаштування армовидавлювальних конструкцій має схожість із влаштуванням збірних конструкцій методом «стіна в ґрунті», було проаналізовано фактори, що впливають на цей процес [3-8]. Крім того, в рамках аналізу попередніх досліджень розглядалися фактори, які впливають на процес виготовлення вертикальних конструкцій у ковзній опалубці [10-13] так як виготовлення конструкцій у модуль-формі має схожий характер.

МЕТА РОБОТИ

Метою цього дослідження є виявлення теоретичних закономірностей зміни монтажної ваги армовидавлювальної конструкції залежно від її геометричних характеристик, фізичних властивостей матеріалів, з яких вона виготовлена, параметрів технологічної

оснастки та опалубки, а також властивостей глинистого розчину.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Монтажна вага є важливим чинником, який визначає конструктивні рішення опорної балки армовидавлювальної конструкції, опорної частини опалубної системи [1, 2], а також впливає на кількість, переріз і розташування підтримувальних елементів (канатів), тощо. Крім того, монтажна вага впливає на технологічні режими та параметри виготовлення армовидавлювальної конструкції.

Монтажна вага включає в себе не лише власну вагу конструкції, а й сили, що діють на конструкцію під час монтажу. В загальному монтажна вага являє собою сумою векторів сил що діє на підтримувальні елементи армовидавлювальної конструкції, тобто:

$$Q = \sum q_i + \sum q_j^0 - P_B - P_C - P_{оп} \quad (1)$$

де:

Q – монтажна вага армовидавлювальної конструкції;

$\sum q_i$ – вага власне армовидавлювальної конструкції, що являє собою суму складових елементів;

$\sum q_j^0$ – вага будівельної оснастки армовидавлювальної конструкції;

P_B – сила Архімеда;

P_C – сила тертя конструкції в середовищі глинистої суспензії;

$P_{оп}$ – сила тертя бетонної сумішшю об опалубку

В дослідженнях власну вагу армовидавлювальної конструкції визначали наступним чином:

$$\sum q_i = abh\rho_6g + \mu abh\rho_{ар}g + q_{зд}g + q_6g \quad (2)$$

де:

a, b, h – довжина, ширина та висота монолітної частини армовидавлювальної конструкції;

ρ_6 – щільність бетонного каменю на стадії виготовлення;

g – прискорення вільного падіння;
 μ – коефіцієнт армування конструкції;
 $\rho_{ар}$ – щільність матеріалу арматури;
 $q_{зд}$ – сумарна маса закладних деталей;
 q_6 – маса підтримувальної балки армовидавлювальної конструкції

В дослідженнях вагу будівельної оснастки визначали наступним чином:

$$\sum q_j^0 = P_{ст} h \rho_{ст} g + q_{осн} g \quad (3)$$

де: $P_{ст}$ – сумарний переріз канатів для опускання армовидавлювальної конструкції;

$\rho_{ст}$ – щільність матеріалу канатів для опускання армовидавлювальної конструкції;

$q_{осн}$ – сумарна маса інших засобів оснащення конструкції

В дослідженнях силу Архімеда визначали за відомою формулою [14]:

$$P_B = (abh + V_6) \rho_c g \quad (4)$$

де: V_6 – об'єм підтримувальної балки армовидавлювальної конструкції;

ρ_c – густина глинистої суспензії.

В теоретичних дослідженнях, на основі попереднього аналізу методу «стіна в ґрунті» [3-8], були розглянуті найбільш передбачувані інтервали геометричних розмірів армовидавлювальної конструкції, а саме: довжина конструкції (a) – від 6 до 18 м, її ширина (b) – від 0,4 до 0,8 м, висота конструкції (h) – від 10 до 50 м.

В дослідженнях була прийнята наступна щільність матеріалів, а саме щільність бетонного каменю $\rho_6 = 2500$ кг/м³, щільність металевої арматури $\rho_{ар} = 7850$ кг/м³. Густина глинистої суспензії (ρ_c) приймали на основі досвіду застосування методу «стіна в ґрунті» і вона була в інтервалі від 1030 до 1500 кг/м³. Було прийнято, що коефіцієнт армування армовидавлювальної конструкції становив $\mu = 0,2$. При цьому маса закладних деталей становила $q_{зд} = 500$ кг, а маса підтримувальної балки $q_6 = 150$ кг. Було прийнято, що відстань між підтримувальними канатами армовидавлювальної конструкції буде ставити 2 м, а їх товщина – 18 мм (0,018 м).

Теоретичні дослідження власної ваги

армовидавлювальної конструкції за залежністю (2) виявили, що монтажна вага конструкції залежить від її геометричних розмірів та фізичних характеристик матеріалів. Так, при мінімальних розмірах конструкції (довжина $a = 6$ м, ширина $b = 0,4$ м, $h = 10$ м) монтажна вага становить 965 кН, а при максимальних розмірах (довжина $a = 18$ м, ширина $b = 0,8$ м, $h = 50$ м) монтажна вага збільшується до 28754 кН.

Теоретичні дослідження ваги будівельної оснастки за залежністю (3) виявили, що вага будівельної оснастки для мінімальних розмірів армовидавлювальної конструкції буде становити $q_j^0 = 6,1$ кН. При збільшенні геометричних розмірів конструкції вага будівельної оснастки, також, збільшиться і при максимальних розмірах, вона буде становити $q_j^0 = 22,5$ кН.

Технологія влаштування підземних армовидавлювальних конструкцій передбачає, що опускання готової конструкції буде здійснюватися в середовищі глинистого розчину, який буде утримувати стінки попередньо викопаної траншеї від руйнування. А тому в процесі опускання на конструкцію буде діяти підйомна сила – сила Архімеда. Дослідження зміни її значень виконували за залежністю (4). В результаті було встановлено, що сила Архімеда залежно від густини глинистого розчину приймає наступні значення:

– при мінімальних розмірах армовидавлювальної конструкції і мінімальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1030$ кг/м³, вона становить $P_B = 242,6$ кН;

– при мінімальних розмірах армовидавлювальної конструкції і максимальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1500$ кг/м³, вона становить $P_B = 353,3$ кН;

– при максимальних розмірах армовидавлювальної конструкції і мінімальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1030$ кг/м³, вона досягає $P_B = 7275,4$ кН;

– при максимальних розмірах армовидавлювальної конструкції і максимальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1500$ кг/м³, вона досягає $P_B = 10595,2$ кН.

Отже, при збільшенні розмірів

конструкції і густини глинистого розчину, збільшується значення сили Архімеда.

На наступному, було виконане теоретичне дослідження монтажної ваги армовидавлювальної конструкції, яке виконувалось за залежністю (1). В результаті було встановлено, що монтажна вага армовидавлювальної конструкції (Q) змінюється в наступних межах:

- при мінімальних розмірах армовидавлювальної конструкції і мінімальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1030 \text{ кг/м}^3$, вона становить $Q = 728,1 \text{ кН}$;
- при мінімальних розмірах армовидавлювальної конструкції і максимальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1500 \text{ кг/м}^3$, вона становить $Q = 617,4 \text{ кН}$;
- при максимальних розмірах армовидавлювальної конструкції і мінімальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1030 \text{ кг/м}^3$, вона становить $Q = 21501,1 \text{ кН}$;
- при мінімальних розмірах армовидавлювальної конструкції і максимальній густині глинистого розчину $\rho_c = 1500 \text{ кг/м}^3$, вона становить $Q = 18182,3 \text{ кН}$.

Були виконані теоретичні дослідження впливу геометричних розмірів армовидавлювальної конструкції на її монтажну вагу.

Спочатку досліджено вплив зміни довжини конструкції в діапазоні від 6 до 18 м на її монтажну вагу при фіксованих значеннях інших розмірів (рис. 1). Встановлено дві області залежностей: перша – для мінімальної ширини b і висоти h конструкції (рис. 1, а), друга – для максимальних значень ширини b і висоти h (рис. 1, б). Дослідження проводилося з урахуванням зміни густини глинистої суспензії в інтервалі від 1030 до 1500 кг/м^3 . Результати показали, що збільшення довжини конструкції з 6 до 18 м може призвести до зростання монтажної ваги до 67%.

Наступним етапом було досліджено вплив зміни ширини конструкції від 0,4 до 0,8 м на її монтажну вагу при фіксованих значеннях інших параметрів (рис. 2). Виявлено дві області залежностей: перша – для мінімальної довжини a і висоти h конструкції (рис. 2, а), друга – для максимальних значень довжини a і висоти h (рис. 2, б). Аналіз також проводився з урахуванням інтервалу

густини глинистої суспензії від 1030 до 1500 кг/м^3 .

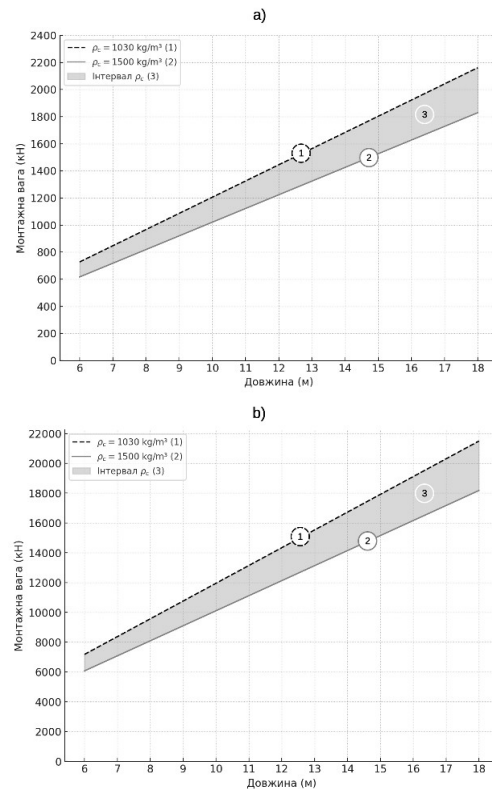


Рис.1. Залежність монтажної ваги армовидавлювальної конструкції від зміни довжини конструкції від 6 до 18 м, при а) – мінімальних інших розмірах конструкції ($b = 0,4 \text{ м}$, $h = 10 \text{ м}$); б) – максимальних інших розмірах конструкції ($b = 0,8 \text{ м}$, $h = 50 \text{ м}$); 1-залежність, при $\rho_c = 1030 \text{ кг/м}^3$; 2- залежність при $\rho_c = 1500 \text{ кг/м}^3$; 3 – область інших значень монтажної ваги при зміні густини розчину від 1030 до 1500 кг/м^3 .

Fig.1. Dependence of the installation weight of the reinforced concrete structure on the change in the length of the structure from 6 to 18 m, at a) - minimum other dimensions of the structure ($b = 0.4 \text{ m}$, $h = 10 \text{ m}$); б) - maximum other dimensions of the structure ($b = 0.8 \text{ m}$, $h = 50 \text{ m}$); 1 - dependence at $\rho_c = 1030 \text{ kg/m}^3$; 2 - dependence at $\rho_c = 1500 \text{ kg/m}^3$; 3 - range of other values of the installation weight when changing the density of the solution from 1030 to 1500 kg/m^3 .

В результаті було встановлено, що зміна ширини конструкції в межах від 0,4 до 0,8 м

може призвести до зростання монтажної ваги до 50%

Далі було досліджено вплив зміни висоти конструкції від 10 до 50 м на її монтажну вагу при зафіксованих інших розмірах (рис. 3).

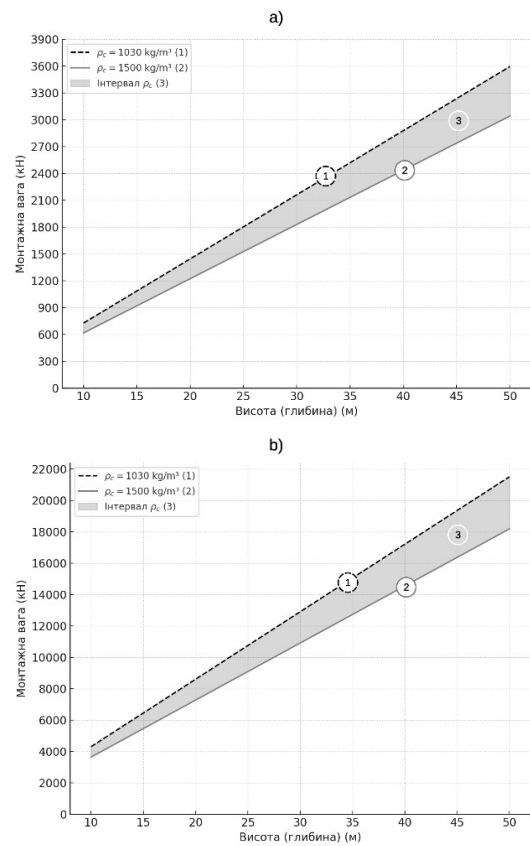
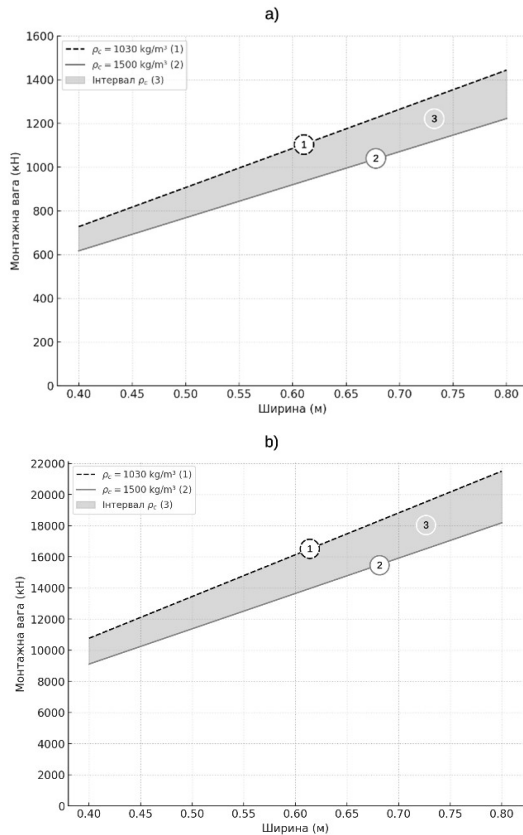


Рис.2. Залежність монтажної ваги армовидавлювальної конструкції від зміни ширини конструкції від 0,4 до 0,8 м, при а) – мінімальних інших розмірах конструкції ($a = 6 \text{ м}$, $h = 10 \text{ м}$); б) – максимальних інших розмірах конструкції ($a = 18 \text{ м}$, $h = 50 \text{ м}$); 1-залежність, при $\rho_c = 1030 \text{ кг/м}^3$; 2- залежність при $\rho_c = 1500 \text{ кг/м}^3$; 3 – область інших значень монтажної ваги при зміні густини розчину від 1030 до 1500 кг/м^3 .

Рис.3. Залежність монтажної ваги армовидавлювальної конструкції від зміни висоти конструкції від 10 до 50 м, при а) – мінімальних інших розмірах конструкції ($a = 6 \text{ м}$, $b = 0,4 \text{ м}$); б) – максимальних інших розмірах конструкції ($a = 18 \text{ м}$, $b = 0,8 \text{ м}$); 1-залежність, при $\rho_c = 1030 \text{ кг/м}^3$; 2- залежність при $\rho_c = 1500 \text{ кг/м}^3$; 3 – область інших значень монтажної ваги при зміні густини розчину від 1030 до 1500 кг/м^3 .

Fig.2. Dependence of the installation weight of the reinforced concrete structure on the change in the width of the structure from 0.4 to 0.8 m, at а) - minimum other dimensions of the structure ($a = 6 \text{ m}$, $h = 10 \text{ m}$); б) - maximum other dimensions of the structure ($a = 18 \text{ m}$, $h = 50 \text{ m}$); 1 - dependence at $\rho_c = 1030 \text{ kg/m}^3$; 2 - dependence at $\rho_c = 1500 \text{ kg/m}^3$; 3 - range of other values of the installation weight when changing the density of the solution from 1030 to 1500 kg/m^3 .

Fig.3. Dependence of the installation weight of the reinforced concrete structure on the change in the height of the structure from 10 to 50 m, at а) - minimum other dimensions of the structure ($a = 6 \text{ m}$, $b = 0.4 \text{ m}$); б) - maximum other dimensions of the structure ($a = 18 \text{ m}$, $b = 0.8 \text{ m}$); 1 - dependence at $\rho_c = 1030 \text{ kg/m}^3$; 2 - dependence at $\rho_c = 1500 \text{ kg/m}^3$; 3 - range of other values of the installation weight when changing the density of the solution from 1030 to 1500 kg/m^3 .

Було встановлено дві області залежностей, перша – при мінімальній довжині (а) і ширині (b) конструкції (рис. 3, а), друга - при максимальній довжині (а) і ширині (b) конструкції (рис. 3, b). Було розглянуто зміну монтажної ваги в інтервалі густин глинистої суспензії від 1030 до 1500 кг/м³.

В результаті було встановлено, що зміна висоти конструкції в діапазоні від 10 до 50 м може призвести до зростання монтажної ваги до 80%.

Окремо було досліджено вплив сили Архімеда на монтажну вагу армовидавлювальної конструкції.

В результаті теоретичного дослідження були побудовані графічні залежності зміни монтажної ваги армовидавлювальної конструкції від висоти конструкції при різних товщинах конструкцій і різних густинах глинистого розчину (рис. 4). Були розглянуті конструкції в інтервалі висоти від 10 до 50 м, при її товщинах 0,4 м (рис. 4, а), 0,5 м (рис. 4, b), 0,6 м (рис. 4, c), 0,7 м (рис. 4, d), 0,8 м (рис. 4, e).

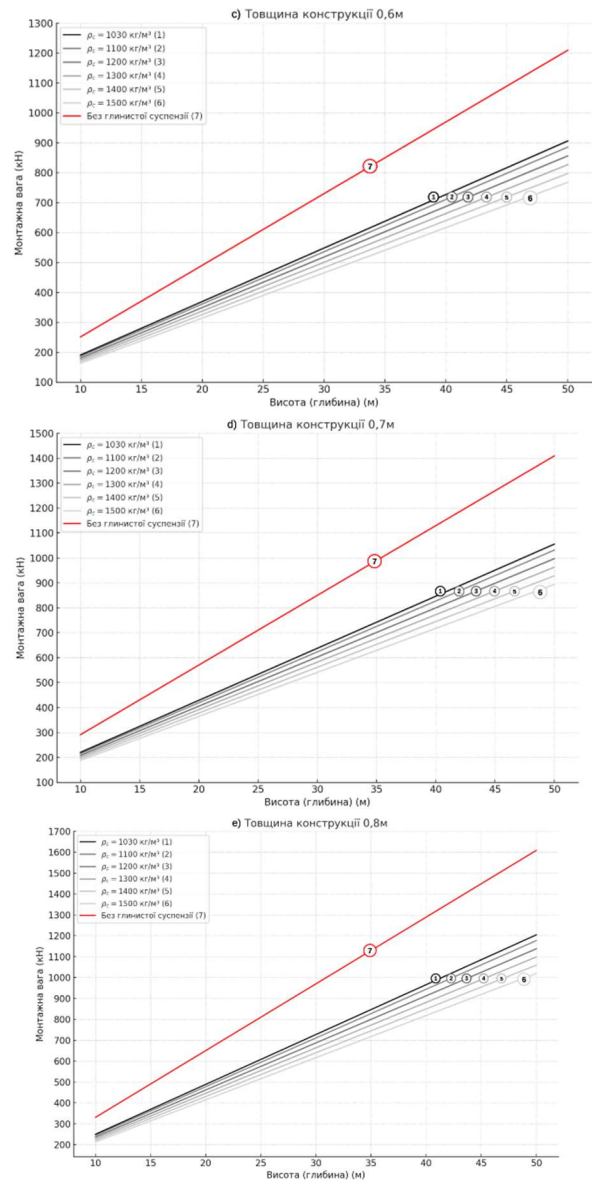
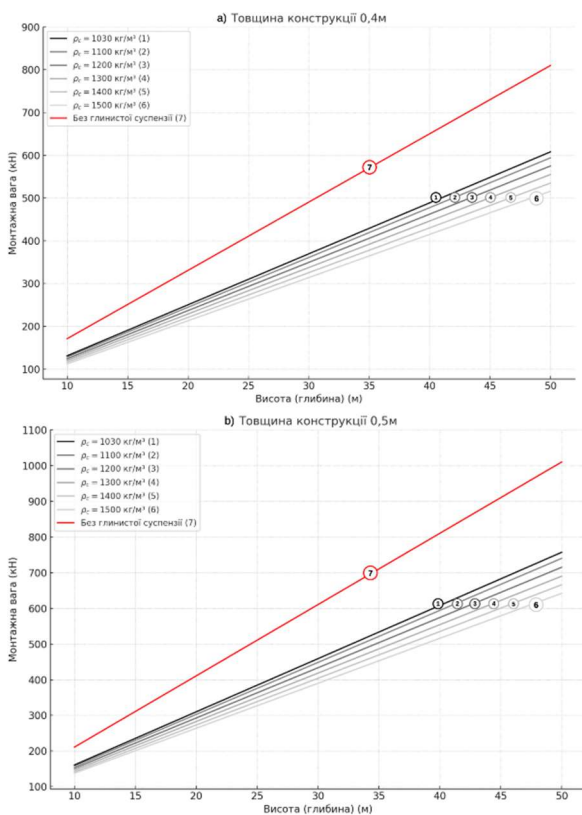


Рис.4. Залежність монтажної ваги конструкції від її висоти при різних товщинах (а.-0,4м; b.-0,5м; c.-0,6м; d.-0,7м; e.-0,8м) і при застосуванні глинистого розчину густиною: 1-1030 кг/м³; 2-1100 кг/м³; 3-1200 кг/м³; 4-1300 кг/м³; 5-1400 кг/м³; 6-1500 кг/м³; 7 – без розчину.

Fig.4. Dependence of the installation weight of the structure on its height at different thicknesses (a.-0.4 m; b.-0.5 m; c.-0.6 m; d.-0.7 m; e.-0.8 m) and when using clay mortar with a density of: 1-1030 kg/m³; 2-1100 kg/m³; 3-1200 kg/m³; 4-1300 kg/m³; 5-1400 kg/m³; 6-1500 kg/m³; 7 - without solution.

Було досліджено зміну монтажної ваги конструкції при фіксованих значеннях густини глинистої суспензії, а саме залежність

1 для густини 1030 кг/м³; залежність 2 - 1100 кг/м³; залежність 3 - 1200 кг/м³; залежність 4 - 1300 кг/м³; залежність 5 - 1400 кг/м³; залежність 6 - 1500 кг/м³. Для порівняння були побудовані залежності монтажної ваги конструкції без впливу на неї глинистого розчину (залежність 7), на рис. 4 ці залежності відмічені червоною лінією.

В результаті встановлено, що чим вища густина глинистого розчину, тим менша монтажна вага армовидавлювальної конструкції.

Це пояснюється тим, що глинистий розчин створює додаткову плавучість, що компенсує частину ваги армовидавлювальної конструкції згідно із законом Архімеда. Наприклад, при густині суспензії 1500 кг/м³ (залежність 6), вага конструкції зменшується значно більше при різних товщинах конструкції, ніж при густині глинистого розчину 1030 кг/м³ (залежність 1). А тому збільшення густини глинистого розчину на етапі опускання конструкції до траншеї дозволить частково зменшити її монтажну вагу і відповідно навантаження підтримувальні конструкції.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

За результатами теоретичного дослідження, що виконувалось методом математичного моделювання встановлено наступне. При мінімальних значеннях інтервалу розглянутих факторів (довжина конструкції $a=6\text{м}$, ширина $b=0,4\text{м}$, висота $h=10\text{м}$) монтажна вага армовидавлювальної конструкції становить 617,4 кН, а для максимальних значень (довжина $a=18\text{м}$, ширина $b=0,8\text{м}$, висота $h=50\text{м}$) – 21500,7 кН. Таким чином, монтажна вага коливається в межах від 617,4 кН до 21500,7 кН, залежно від розмірів конструкції.

При цьому був виявлений вплив густини глинистого розчину, який застосовують для утримання стінок траншеї, до якої опускають готову конструкцію. Так застосування глинистого розчину мінімальної густини (1,03 т/м³) дозволяє зменшити монтажну вагу до 25%, і при її збільшенні зменшується монтажна вага, так при густині 1,5 т/м³

зменшення ваги конструкції може досягати 37%. Це вказує на те, що на етапі опускання армовидавлювальної конструкції у траншею потрібно збільшити густину глинистої суспензії для зменшення монтажної ваги конструкції і зменшення навантаження на підтримувальні конструкції.

Додатково, аналіз показав, що зміна геометричних параметрів конструкції також суттєво впливає на її монтажну вагу. Зокрема, збільшення довжини конструкції в діапазоні від 6 м до 18 м може призвести до зростання монтажної ваги до 67%. Збільшення ширини конструкції з 0,4 м до 0,8 м спричиняє підвищення монтажної ваги на 50%, а зміна висоти конструкції в діапазоні від 10 м до 50 м може призвести до зростання монтажної ваги до 80%. Ці результати підкреслюють важливість мінімізації розмірів конструкції для забезпечення оптимізації навантаження на обладнання, що використовують для опускання конструкції до траншеї.

Отримані результати відкривають перспективи для подальших досліджень, спрямованих на оптимізацію конструктивних рішень і вдосконалення технології влаштування армовидавлювальних конструкцій. Зокрема, важливо розробити методи зниження монтажної ваги за рахунок використання легших матеріалів і оптимізованих форм конструкції без втрати необхідної міцності.

ЛІТЕРАТУРА

1. Дауров М. К. Влаштування прямокутних паль методом занурення з виготовленням на форшахті / М. К. Дауров, Г. М. Тонкачєєв // *Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. зб* – К. – 2017 – Вип. 65. – С. 153 - 157.
2. Тонкачєєв Г. М. Спосіб зведення монолітної будівельної конструкції. / Тонкачєєв Г. М., Югов А.М., Чепелянський А.Я., Москаленко В.І. // *патент на винахід* - державна служба інтелектуальної власності України – 2013
3. Снісаренко В.І. Технології геотехнічного будівництва. / Снісаренко В.І., Гембарський Л.В., Гембарська М.О. // *НДІ ПІДЗЕМСПЕЦБУД*, – 2015 – 552 с.

4. Филахтов А.Л. Опыт возведения сооружений методом «стена в грунте» / Филахтов А.Л., Лубенец Г.К., Писанко Н.В., Янкулин М.Г. // Київ: Будівельник, 1981 – 236с.
5. Абызов А.Г. Возведение сооружений методом «стена в грунте». / Абызов А.Г., Зазуленский А.А., Писанко Н.В., Ткаченко Р.Н., Филахтов А.Л., Янкулин М.Г.К. // Будівельник, 1976 – 204с.
6. Dausch G. Diaphragm Wall Technique – Planning, Execution and Development over the Last 65 Years. / Springer, Cham, 2019 DOI: 10.1007/978-3-030-28516-6_18
7. James A. Design Specifications for Diaphragm Walls: State of the Art. / James A., Kurian B. // Department of Civil Engineering, Mar Athanasius College of Engineering, Ernakulam, Kerala, 686666, India, 2020 DOI: 10.1007/s40098-016-0202-5
8. Mateusz F. Modern Methods of Diaphragm Walls Design. / Mateusz F., Grzegorz K., Paweł N. // Civil Engineering Faculty, Warsaw University of Technology, 00-661 Warszawa, Poland, 2021. DOI: 10.3390/su14031767
9. Aviad Shapira. Contemporary Trends in Formwork Standards / Shapira Aviad // *Journal of Construction Engineering and Management*. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9364(1999)125:2(69)
10. Formwork and falsework for heavy construction / Guide to good practice // *The International Federation for Structural Concrete (fib). Bulletin No. 48*, January 2009. DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0048
11. Raluca Diaconu. Brindasu Optimum Solution for Sliding Formwork Equipment / Raluca Diaconu, Dan Paul. // *Applied Mechanics and Materials* – 2015. ст. 298-306. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.808.298
12. Wei Li. A review of formwork systems for modern concrete construction. / Wei Li, Xiaoshan Lin, Ding Wen Bao, Yi Min Xie. // *Structures - Volume 38*, April 2022, Pages 52-63 DOI: 10.1016/j.istruc.2022.01.089
13. Putri Arumsari. Cost and time analysis on the selection of formwork installation method. / Putri Arumsari, Christopher Xavier. // *IOP Conference Series Earth and Environmental Science* – 2020. DOI: 10.1088/1755-1315/426/1/012042
14. Лопатинський І.Є., Зачек І.Р., Личук Г.А., Романишин Б.М. Фізика: підручник для студентів інженерно-технічних спеціальностей вищих навчальних закладів. — Львів: Афіша, 2005. — 386 с.

REFERENCES

1. Daurov M. K., Tonkachieiev H. M. (2017) Vlashtuvannia priamokutnykh pal metodom zasurennia z vyhotovlenniam na forshafti. *Mistobuduvannia ta terytorialne planuvannia: nauk.-tekhn. zb.*, Kyiv, 65, 153 – 157 (in Ukrainian).
2. Tonkachieiev H. M., Yuhov A. M., Chepelienskyi A. Ya., Moskalenko V. I. (2013) Sposib zvedennia monolitnoi budivelnoi konstruksii. patent for an invention. State Intellectual Property Service of Ukraine (in Ukrainian).
3. Snisarenko V. I., Hembarskyi L. V., Hembarska M. O. (2015) Tekhnolohii heotekhnichnoho budivnytstva. NDI PIDZEMSPETSBUD, 552 (in Ukrainian).
4. Filakhtov A. L., Lubenets H. K., Pysanko N. V., Yankulin M. H. (1981) Opyt vozvedeniia sooruzhenii metodom «stena v grunte». Kyiv: Budivelnik, 236. (in Russian).
5. Abyzov A. H., Zazulenskyi A. A., Pysanko N. V., Tkachenko R. N., Filakhtov A. L., Yankulin M. H. K (1976) Vozvedenie sooruzhenii metodom «stena v grunte». Budivelnik, 204. (in Russian).
6. Dausch G. (2019) Diaphragm Wall Technique – Planning, Execution and Development over the Last 65 Years. Springer, Cham. DOI: 10.1007/978-3-030-28516-6_18
7. James A., Kurian B. (2020) Design Specifications for Diaphragm Walls: State of the Art. Department of Civil Engineering, Mar Athanasius College of Engineering, Ernakulam, Kerala, 686666, India. DOI: 10.1007/s40098-016-0202-5
8. Mateusz F., Grzegorz K., Paweł N. (2021) Modern Methods of Diaphragm Walls Design. *Civil Engineering Faculty, Warsaw University of Technology*, 00-661 Warszawa, Poland. DOI: 10.3390/su14031767
9. Aviad Shapira. (1999) Contemporary Trends in Formwork Standards. *Journal of Construction Engineering and Management*. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9364(1999)125:2(69)
10. Formwork and falsework for heavy construction. Guide to good practice. (2009) *The International Federation for Structural Concrete (fib). Bulletin No. 48*, January 2009. DOI: doi.org/10.35789/fib.BULL.0048
11. Raluca Diaconu, Dan Paul. Brindasu Optimum (2015) Solution for Sliding Formwork Equipment. *Applied Mechanics and Materials*, 298-306. DOI: 10.4028/www.scientific.net/AMM.808.298.

12. Wei Li, Xiaoshan Lin, Ding Wen Bao, Yi Min Xie. (2022) A review of formwork systems for modern concrete construction. *Structures*, 38, 52-63 DOI: 10.1016/j.istruc.2022.01.089.
13. Putri Arumsari, Christopher Xavier (2020). Cost and time analysis on the selection of formwork installation method. *IOP Conference Series Earth and Environmental Science*. DOI: 10.1088/1755-1315/426/1/012042
14. Lopatynskiy I. Ye., Zachek I. R., Ilchuk H. A., Romanishyn B. M. (2005) *Physics: A textbook for students of engineering and technical specialties of higher educational institutions*. Lviv: Afisha, 386. (in Ukrainian).

further research aimed at optimizing design solutions and improving the technology of reinforced concrete structures. In particular, it is important to develop methods to reduce the installation weight by using lighter materials and optimized structural shapes without losing the required strength.

Key words. Installation weight, reinforced concrete structure, sliding formwork, monolithic reinforced concrete elements, clay slurry, Archimedes' force, friction force, parameter optimization.

Theoretical studies of the installation weight of reinforced concrete structures

*Oleksandr MAKHYNIA,
Yevhenii HALENKO*

Summary. The article is devoted to the study of changes in the installation weight of reinforced concrete extrusion structure depending on structural, technological and other factors. The technology of reinforced concrete extrusion structures is an innovative and important step in increasing the efficiency and speed of construction of underground structures. The essence of the technology is that a monolithic structure is made on the ground surface in a modular form, and then, under its own weight, it is lowered into the excavated trench to the design depth, where it is fixed for further work. Therefore, one of the key parameters that determines the safety and reliability of the process is the installation weight of the structure.

The article describes in detail the components that form the installation weight of a structure and analyzes the influence of design, technical and other factors on its value. The paper theoretically investigates the permissible maximum and minimum variants of the assembly weight with changes in geometric parameters: length (from 6 to 18 m), width (from 0.4 to 0.8 m) and height (from 10 to 50 m). The results show that changing these parameters significantly affects the weight of the structure both in general and during installation.

The effect of the density of the clay slurry used to stabilize the trench walls and prevent their collapse was also investigated. It was found that increasing the density of the suspension reduces the installation weight due to the buoyancy effect. For example, at a density of 1.5 t/m³, the installation weight is reduced by up to 37%, and at a minimum density of 1.03 t/m³ - by up to 25%.

The obtained results open up prospects for

Геотехнічний моніторинг лікарні м. Чернігова

Микола КОРЗАЧЕНКО¹, Максим БОЛОТОВ², Юрій ШЕРЕМЕТ³, Роман ЛУЖЕЦЬКИЙ⁴

^{1, 2, 4} Національний університет «Чернігівська політехніка»
95, вул. Шевченка, Чернігів, Україна, 14035,

³ КМП «Чернігівська обласна лікарня» ЧОР
25, вул. Волковича, Чернігів, Україна, 14000

¹korzachenko_87@stu.cn.ua, orcid.org/ 0000-0002-5674-8662

²m.bolotov@stu.cn.ua, orcid.org/0000-0002-0915-4132

³shyvklpz@ukr.net

⁴romaluzhetskyi@stu.cn.ua

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.86-94

Анотація. Геотехнічний моніторинг – це система спостереження, збору та аналізу даних про стан ґрунтів, фундаментів та конструктивних елементів об'єктів [1]. Він є ключовим інструментом для забезпечення безпеки та контролю під час реконструкції споруд. Це особливо важливо при реконструкції старих будівель, де можливі несподівані реакції на зміну навантажень. Особливо важливо проводити моніторинг для аварійних об'єктів, де навіть незначні зміни можуть призвести до серйозних наслідків.

Геотехнічний моніторинг проведено на об'єкті лікарні в м. Чернігів. Будівля була введена в експлуатацію в 1982 р. З 1984 р. корпус почав деформуватись – відбулись розкриття температурних швів зі зміщенням поперечних стін, відрив поздовжньої стіни від поперечних, по інших блоках були виявлені незначні деформаційні тріщини. На початку 1990-х років було проведено роботи із підсилення конструкцій, але в повному обсязі вони не були виконані. В 2016 р. було виконано капітальний ремонт покрівлі та капітальний ремонт системи водовідведення від будівлі. Деформування будівлі не припинилися. В 2018 році ДП НДІБК було проведено дослідження та на основі рекомендацій ТОВ «Євротехніндустрія» було розроблено підсилення схової клітини. Проте в 2022 р. під час активних бойових дій в м. Чернігів лікарня була пошкоджена, були прямі влучання, обрушення конструкцій. Виникла потреба в обстеженні об'єкту та встановленні залишкового ресурсу та надійності конструкцій

Виконано обстеження корпусу лікарні, проведено геотехнічний моніторинг, зокрема



Микола КОРЗАЧЕНКО
доцент кафедри технологій зварювання і будівництва
к.т.н.



Максим БОЛОТОВ
доцент кафедри технологій зварювання і будівництва
к.т.н., доц.



Юрій ШЕРЕМЕТ
провідний інженер.



Роман ЛУЖЕЦЬКИЙ
магістр, гр. МБА-232.

інженерно-геодезичні спостереження, виконано перевірочні розрахунки основи фундаментів.

Ключові слова. Деформації, обстеження, вичищення, фундаменти.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В 2022 році під час активних бойових дій в м. Чернігів лікарня була пошкоджена, були прямі влучання, обрушення конструкцій. Виникла потреба в обстеженні об'єкту та встановленні залишкового ресурсу та надійності конструкцій.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

Будівля лікарні введена в експлуатацію в грудні 1982 р. Блок (центральний) семи-поверхової частини будівлі лікарні почав деформуватись з 1984 року – відбулось розкриття температурних швів зі зміщенням поперечних стін (до 5-7см на 7-му поверсі), а також відрив несучої поздовжньої стіни від поперечних. По інших блоках виявлені деформаційні тріщини з незначним розкриттям. На початку 90-х років минулого століття було проведено роботи з посилення конструкцій будівлі.

В вересні 2014 року, перед початком розробки проекту на капітальний ремонт покрівлі, було проведено часткове технічне обстеження будівельних конструкцій. В результаті обстеження було виявлено часткове відхилення парапетів на зовнішню сторону. Відхилення досягало 60 мм. Було запропоновано усунути всі джерела потрапляння вологи на фундаменти та ґрунти основи: заміна та ретельна гідроізоляція всіх виходів інженерних комунікацій в підвалі будівлі, гідроізоляція тіла фундаменту з внутрішньої сторони, виконати ремонт системи водовідведення з покрівлі будівлі. Проте відновлювальні роботи не були проведені в повному обсязі.

В квітні 2016 року експертами ПП «Бюро послуг та консультацій» м. Лубни, були проведені роботи з технічного обстеження, на основі яких було надано рекомендацію терміново провести роботи з посилення відновлення несучої здатності будівельних конструкцій – сходових клітинок з четвертого по сьомий поверхи лікарні, провести інженерно-геологічне вишукування для уточнення даних рівня ґрунтових вод та отримання геологічного перерізу, провести капітальний

ремонт підвалу із заміною інженерного обладнання, яке прийшло в не придатність за час експлуатації, відновити ізоляцію підвального приміщення.

В 2016 році виконано: капітальний ремонт покрівлі, капітальний ремонт водовідведення, інженерно-геологічне вишукування для уточнення даних рівня ґрунтових вод та отримання геологічного перерізу.

Не зважаючи на проведення ряду заходів деформації не припинилися.

В 2018 році ДП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій» були виконані роботи по обстеженню головного лікувального корпусу. Надано рекомендації щодо першочергові заходи по усуненню ділянок конструкцій, де можливе виникнення аварійної ситуації та виявленню можливих причин замокання ґрунтів основи фундаментів.

В 2019 році ТОВ «Євротехіндустрія» було розроблено підсилення сходової клітини шляхом улаштування розвантажувальних балок у просторі сходової клітини та улаштування металевих тяжів поміж поздовжніх несучих стін сходової клітини; посилення віконних прорізів сходової клітини шляхом улаштування металевих обрамлення; заміна світлопрозорих конструкцій зі склоблоків на металопластикові вікна сходової клітини; посилення місць опираючих на поздовжні стіни плит покриття на технічному поверсі прибудови.

Також Івано-Франківським національним технічним університетом нафти і газу в 2020 р. проведено інженерно-геодезичні роботи по спостереженню за деформаціями споруди.

МЕТА РОБОТИ

Метою роботи є на основі попередніх робіт та отриманих інструментальних обстежень встановити надійність конструктивних елементів та розробити рекомендації з відновлення несучої здатності споруди.

Виконано обстеження корпусу лікарні, проведено геотехнічні дослідження, інженерно-геодезичні вишукування, виконано перевірочні розрахунки основи фундаментів.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Будівля 7-ми поверхового блоку (рис. 1, поз. 3) безкаркасна, з несучими цегляними поперечними стінами. Розмір в осях 132,6x22,4 м. Поверховість – 7 поверхів, технічний поверх та підвал. Висота поверху 3,3 м. Фундаменти збірні залізобетонні з фундаментних блоків товщиною 0,6 м. Матеріал стін – цегла силікатна. Товщина стін 1-го поверху 640 мм., 2-7 поверхів – 510 мм. Перекриття збірне залізобетонне. Товщина плит перекрытия 220 мм. Сходові клітини збірні залізобетонні. Покриття суміщене. Покрівля виконана з рубероїду.

Прибудова до лікарні (рис. 1, поз.4) безкаркасна, з несучими цегляними повздовжніми та поперечними стінами. Розмір в осях 21,0x12,0 м. Поверховість – 3 поверхів, технічний поверх та підвал. Висота поверху 3,3 м. Фундаменти збірні залізобетонні з фундаментних блоків товщиною 0,6 м. Матеріал стін – цегла силікатна. Товщина стін 1-3-го поверхів 510 мм, технічного поверху – 380 мм. Перекриття збірне залізобетонне. Товщина плит перекрытия 220 мм. Сходові клітини збірні залізобетонні. Покриття суміщене. Покрівля виконана з рубероїду.



Рис.1. Корпус лікарні: 1 – дитяче відділення; 2 – харчоблок; 3 – основний блок, лікарня; 4 – прибудова, операційний блок.

Fig.1. Hospital building: 1 – children's department; 2 – food block; 3 – main block, hospital; 4 – annex, operating unit.

При обстеженні в 2022 році після активних військових дій в м. Чернігів були виявлені нові пошкодження (рис. 2, 3): замokання цегляної кладки технічного поверху через негерметичність системи водовідведення з покрівлі; спирання плит покриття на «висячі» залізобетонні балки; протікання атмосферних і талих вод в рівні верху фундаментної плити через відсутність вертикальної гідроізоляції; наявність слідів підтоплення підвалу унаслідок втрат із водо-несучих комунікацій та потрапляння атмосферних і талих вод через пошкодження чи відсутність вертикальної гідроізоляції, герметичності вводів інженерних мереж; наявність тріщин із шириною розкриття до 20 мм у стінах сходової клітини; тріщини у місці примикання конструкцій сходових маршів до стін; нахили площадки та маршу сходової клітини через відхилення від вертикалі зовнішньої стіни та нерівномірні деформації осідання; тріщини у місці примикання стін, та плит перекрытия до стін; сліди замokання плит перекрытия; горизонтальні тріщини у місцях спирання несучих балок на стіни з розкриттям до 20мм; наявність вертикальних тріщин між віконними прорізами сходової клітини (самонесуча частина стіни); вертикальні тріщини в місцях спирання периметричних віконних прорізів; наявність вертикальних тріщин у зовнішній стіні в рівні технічного поверху; морозобійне руйнування цегляної кладки під віконними прорізами та парапету будівлі; руйнування цегляної кладки зовнішніх несучих стін та парапетних стін в результаті арт обстрілів; руйнування нижньої частини несучих стін під вікнами; руйнування пустотних плит перекрытия; обвал пустотних плит перекрытия; обвал ребристих плит перекрытия; пробоїни від арт обстрілів в покрівлі; тріщини в несучих стінах та простінках будівлі в результаті просідання на поверхах 1-7 з розкриттям; пошкодження покрівельного килиму покрівлі; повне руйнування вікон та дверей (внутрішніх та зовнішніх); руйнування вимощення по периметру будівлі; замokання стелі приміщень; повне руйнування оздоблення приміщень; осколкові вирви по фасадах будівлі; пошкодження систем опалення,

електропостачання, водопостачання та водовідведення.



Рис.2. Прямі влучання в дитяче відділення лікарні.

Fig.2. Direct hits in the children's department of the hospital.



Рис.3. Тріщина стіни сходової клітини.

Fig.3. A crack in the stairwell wall.

Під час обстеження було виявлено тріщини на маяках (встановлені в 2016 році), деякі з них були розірвані. Також було виявлено, що деякі з тяжів (влаштовані під час проведення реконструкції до 2022 років) були розірвані.

При контрольних визначеннях міцності цегли ультразвуковим методом встановлено, що міцність цегли на стиск знаходиться в межах 9,0-13,0 МПа, що відповідає марці М75-М100.

Для визначення значень поточних осідань контрольованих (деформаційних) марок [2, 3] Національним університетом «Чернігівська політехніка» виконано серію вимірів у листопаді 2023 року (рис. 4). Виміри

виконано точним нівеліром Н-3К, який призначений для нівелювання III, IV класів, а також для інженерно-геодезичних робіт і в будівництві.



Рис.4. Проведення інженерно-геодезичних вишукувань в 2023 р.

Fig.4. Conducting engineering and geodetic surveys in 2023.

Методи і вимоги до точності геодезичних вимірювань деформацій основ будівель (споруд) прийнято згідно з чинним ДБН В.1.3-2:2010 «Геодезичні роботи у будівництві» [4]. Схема вимірів включає нівелірний хід, що з'єднує деформаційні марки, встановлені у фундаменті будівлі головного корпусу з вихідними пунктами RP1 та RP3 (рис. 5). У якості вихідних пунктів послужили стінні репери RP1 та RP3, висоти яких були визначені у червні 2019 році під час 1 серії вимірів. Стінні репери RP3 та RP1 встановлені у фундаментах споруд.

Основні технічні характеристики та допуски для геометричного нівелювання прийнято відповідно для IV класу одним горизонтом, методом наведення згідно ДСТУ Б В.2.1-30:2014 «ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ будинків і споруд» [5], а саме:

- застосовувалась пара двобічних шашкових рейок з різницею п'яток червоної сторони на 100 мм;
- довжина візирного променя не більше ніж 100,0 м;
- висота візирного променя над

перешкодою не менше ніж 0,3 м;

– нерівність плечей (відстань від нівеліру до рейок) на станції не більше ніж 3,0 м.

– прилад на станціях та нівелірні підкладини встановлювались тільки на твердий ґрунт або бетон.



Рис.5. Стінні репери, встановлені у фундаментах споруди.

Fig.5. Wall anchors installed in the foundations of the building.

Значення спостережень зрівнювались параметричним методом і виконувалась оцінка точності вимірів із використанням спеціально розробленого програмного комплексу, що базується на вирішенні оптимізаційної задачі нелінійного програмування.

Вимірювання промірів між марками для розкриття тріщин (рис. 6, 7) виконано точним електронним тахеометром Sokkia CX-105.

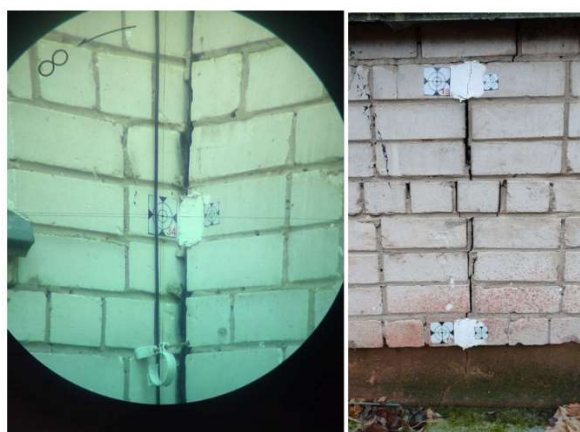


Рис.6. Проміри між марками для розкриття тріщин.

Fig.6. Measurements between marks for opening cracks.



Рис.7. Приклад результатів проміру між маркерами тріщин.

Fig.7. Example of measurement results between crack markers.

В результаті рекогностування були виявлені тріщини. Для забезпечення достовірного моніторингу за осіданнями будівель і споруд існує необхідність їхнього спостереження. У фундамент будівлі виявлені 21 деформаційна стінна марка. Виявлено, що з 2019 по 2023 рр. розкриття більшості тріщин призупинилося, або знаходиться в межах менше 3 мм. На окремих тріщинах відбулося змикання тріщин на величину до 30 мм. Лише в одній тріщині розходження склало 8 мм.

За результатами інженерно-геологічних вишукувань [6], встановлено наступне (рис. 8, 9):

1. За геоморфологічним районуванням України ділянка знаходиться в межах Чернігівсько-Городнянської моренно-зандрової рівнини на водорозділі річок Стрижень і Білоус.

2. На території вишукувань виявлено ґрунти з особливими властивостями:

- ґрунти ПГЕ-1 - насипний ґрунт який є неоднорідний;

- ґрунти ПГЕ-5-8– лесовидні ґрунти з низькими деформаційними та міцностними характеристиками, які при замочуванні будуть просідати, а при водонасиченні переходити в текучий стан.

Ґрунти ПГЕ-6 – супісок лесовидний текучий, характерною ознакою для якого є низькі показники міцності та деформації.

3. Фундаменти існуючої будівлі - стрічкові, основою фундаментів є ПГЕ-2-8.

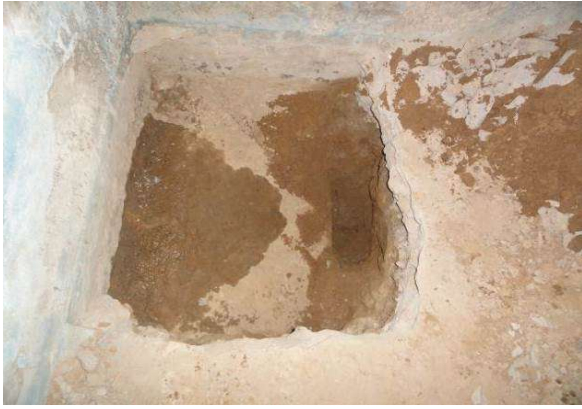


Рис.8. Шурф 2018 року, протікання води в рівні фундаменту.

Fig.8. The pit of 2018, water leakage at the level of the foundation.

4. Під час вишукувань (листопад-грудень) рівень ґрунтових вод геологічними свердловинами пройденими до глибини 12,6 м не зафіксовано. На глибині 0,2-1,5 (в підвалі будівлі) та 2,6-3,4 м за межами будівлі

зафіксований тимчасовий водоносний горизонт типу «верховодка», який утворився на ґрунтах 5-10 внаслідок опадів та втрат з інженерних комунікацій.

5. До сучасних інженерно- і гідрогеологічних процесів і явищ, розвинених на ділянці вишукувань відноситься:

- наявність лесовидних ґрунтів, характерною ознакою для яких є просідання при замочуванні та невисокі показники міцності і деформації;

- формування тимчасового водоносного горизонту типу «верховодка» на поверхні ґрунтів ПГЕ-9,10, що призводить до погіршення якості ґрунтів;

- через втрати води з водонесучих комунікацій, в одній з свердловин зафіксовано наявність текучих ґрунтів ПГЕ-6, характерною ознакою для яких є низькі показники міцності і деформації.

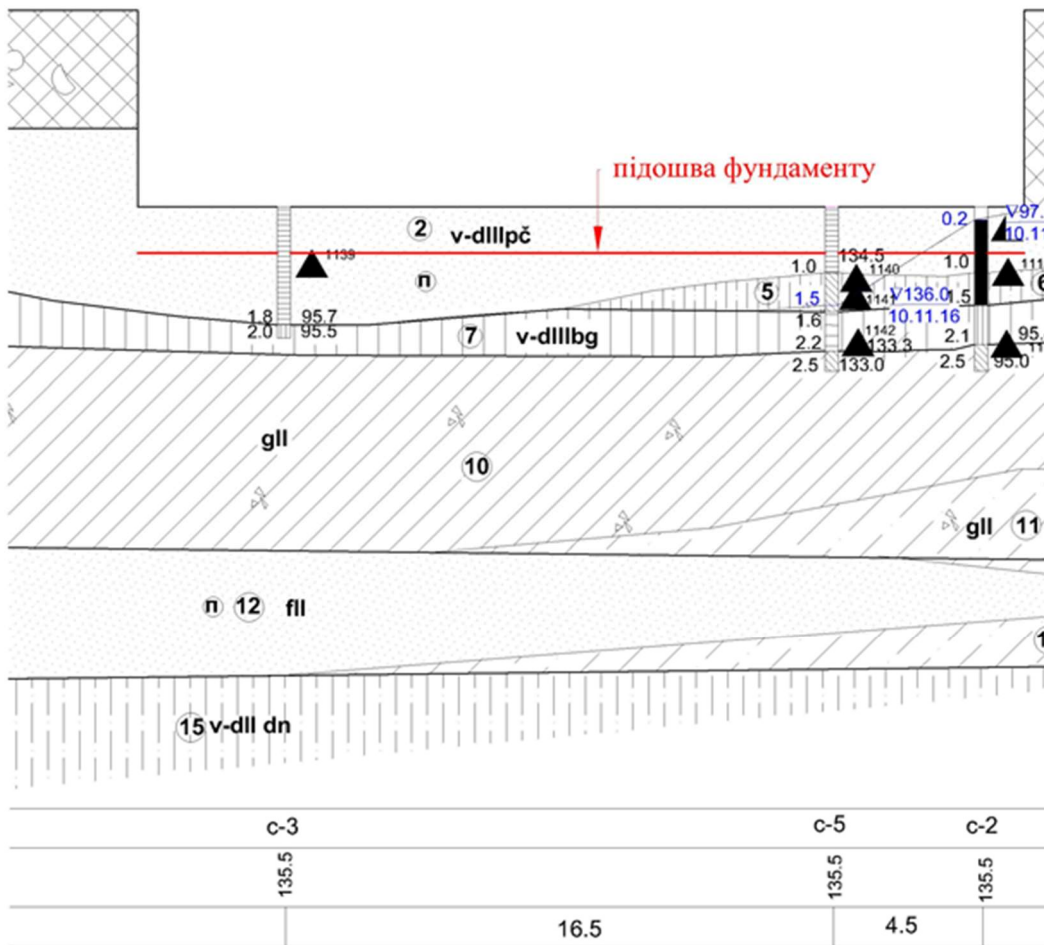


Рис.9. Фрагмент інженерно-геологічного розрізу [6].

Fig.9. Fragment of an engineering geological section [6].

Глибина закладання фундаменту від верхні планування складає 2.5-3.1 м, із них мінімальна глибина від рівня підлоги до підшви – 40 см, від рівня планування до рівня підлоги підвалу – 2,1-2,7 м, ширина підшви – 1,6 м-1,8 м. Основою фундаментів служать ІГЕ – 2-8 – від пилюватих пісків та пісків мілких до лесових і лесовидних глинистих ґрунтів від твердої до текучої консистенції.

На основі перевірочних розрахунків [7] було встановлено розрахунковий опір ґрунтів, який склав: для ІГЕ-2 – 220 кПа (194 кПа у водонасиченому стані); ІГЕ-7 – 206 кПа.

Середній тиск під підшоною фундаменту складає: під зовнішньою стіною – 180 кПа, під поперечною несучою стіною 350 кПа, що перевищує розрахунковий опір ґрунтів для ІГЕ-2 та ІГЕ-7.

При обстеженні фундаментів в шурфах не виявлено монолітного залізобетонного поясу по верху збірних фундаментних плит. Відхилення від вертикалі самонесучих поздовжніх стін вказує на те, що такі пояси відсутні і вище по поверхах. Тобто, за проектним рішенням в конструктиві будівлі не передбачалися заходи для сприйняття нерівномірних деформацій основи фундаментів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Ґрунти основи фундаментів характеризуються суттєвою неоднорідністю за фізико-механічними та деформаційними характеристиками (модулі деформації $E=7-30$ МПа) як по площі залягання, так і по глибині. Товща неоднорідних ґрунтів під підшоною фундаментів складає від 1,5 до 2,2 м. Саме наявність такої неоднорідної товщі, локальні замокання лесових і лесовидних супісків та зниження механічних характеристик одночасно з реалізацією просідаючих властивостей призводить до додаткових деформацій основи фундаментів і виникнення пошкоджень в надземних конструкціях.

За результатами перевірочних розрахунків основи фундаментів встановлено наступне:

- середній тиск під підшоною фундаментів під несучі поперечні стіни значно перевищує розрахунковий опір ґрунту під

підшоною фундаментів для ІГЕ-2 та ІГЕ-7;

- середній тиск під підшоною фундаментів зовнішньої стіни не перевищує розрахункового опору ґрунту;

- навантаження на фундаменти поперечних несучих стін значно перевищує вертикальну складову граничного опору основи для ІГЕ-2 та ІГЕ-7.

Перевантажені ділянки основи фундаментів в місцях поширення ІГЕ-2 та ІГЕ-7 спричиняють значні деформації осідання фундаментів під поперечні несучі стіни. Оскільки фундаменти під поперечні стіни завантажені рівномірно, осідання є рівномірними і не викликають пошкоджень в конструкціях перекриття. Але ці деформації значно довантажують основу фундаментів під зовнішні стіни в місцях їх примикання до поперечних несучих стін. З часом при незмінних навантаженнях деформації осідання затухають, але будь-який зовнішній вплив на основу фундаментів (замокання, сезонне утворення «верховодки») призводить до поновлення розвитку деформацій.

Виявлені пошкодження військовими діями значно погіршують несучу здатність споруди, виявлені аварійні ділянки, які потребують термінового підсилення та відновлення.

Для приведення будівлі до задовільного технічного стану і можливості безпечної і надійної експлуатації необхідне проведення капітального ремонту будівлі та підсилення фундаментів [8].

Підсилення основи фундаментів можливо виконати за технологією jet-grouting або бурозмішувальною технологією [9, 10]. Потрібна заміна внутрішніх водонесучих комунікацій та зовнішніх (вводи-виводи в будівлю та на відстані щонайменше 15-18 м від будівлі); Відновлення вертикальної гідроізоляції стін підвалу.

Замість підсилення фундаментів може бути розглянутий варіант розбирання 6-7 поверхів та зменшення навантаження на основу.

Відновити простінки заміною окремих ділянок цегляної кладки. Встановити тимчасові підтримуючі стійки. Відновити пошкоджені стіни цегляної кладки.

Зруйновані перетинки над віконними прорізами замінити на металеві або виконати металеві рами.

В місцях руйнування плит перекриття передбачити нові монолітні залізобетонні ділянки. Пробоїни відремонтувати шляхом замонолічування отворів бетоном на мілкому заповнювачі. Після відновлення конструкцій покриття провести капітальний ремонт покрівлі шляхом заміни покрівельного килиму.

Виконати заміну інженерних систем. Виконати заміну оздоблення. Виконати термо-модернізацію будівлі.

ЛІТЕРАТУРА

1. Іщенко Ю. І., У., Слюсаренко Ю. С., Мелашенко Ю. Б., Яковенко М. С., Бень І. В. Геотехнічний моніторинг в умовах ущільненої міської забудови. *Наука та будівництво*. Київ, 2020. № 25 (3). С. 13–25. doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2
2. Мелашенко Ю. Б., Яковенко М. С., Зорін Є. В., Бень І. В. Багаторічний моніторинг деформацій будівель і споруд геодезичними методами. *Наука та будівництво*. Київ, 2023. № 37 (3). С. 71–87. doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-8
3. Коваленко Л. О. Геодезичні спостереження за деформаціями будівель та споруд. *Науковий вісник будівництва*. Харків, 2017. Т. 89 №3. С. 185–188.
4. Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Геодезичні роботи у будівництві ДБН В.1.3-2:2010 – [Чинний від 01.09.2010]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010 – С. 53.
5. Ґрунти. Методи вимірювання деформацій основ будинків і споруд ДСТУ Б В.2.1-30:2014 – [Чинний від 01.07.2015]. – К.: Мінрегіон України, 2015 – С. 33.
6. 103.16 Звіт про інженерно-геологічні вишукування «Інженерно-геологічні вишукування для уточнення даних рівня ґрунтових вод та отримання геологічного перерізу» для КЛПЗ «Чернігівський обласний протитуберкульозний диспансер». – Чернігів, Дочірнє підприємство «Водземпроект», 2016.
7. Основи та фундаменти споруд. Основні положення: ДБН В.2.1-10:2018. – [Чинний від 2019.01.01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2018 – С. 36.
8. Ручківський В. Формування напружено-деформованого стану основи при будівництві фундаментів на різних відмітках на території щільної забудови. *Основи та основи*. Київ, 2021. Вип. 42. С. 64–71. doi.org/10.32347/0475-1132.42.2021.64-71.
9. Pierre Guy A. Njock, Jun Chen, Giuseppe Modoni, Arul Arulrajah, Yong-Hyun Kim A review of jet grouting practice and development *Arabian Journal of Geosciences*, 2018, 11 (16), P. 459-490 DOI:10.1007/s12517-018-3809-7
10. Wang Z. F., Shen S. L., Ho C.E., Kim Y.H. Jet Grouting Practice: an Overview. *ICE Proceedings Geotechnical Engineering*, 2013, 44(4), P. 88-96.

REFERENCES

1. Ishchenko, Y., Slyusarenko, Y., Melashenko, Y., Yakovenko, M., & Ben, I. (2020). Heotekhnichni monitorynh v umovakh ushchilnenoї miskoi zabudovy [Geotechnical monitoring in conditions of dense urban development]. *Nauka ta budivnytstvo*, 25(3), 13-25. doi.org/10.33644/scienceandconstruction.v25i3.2 (in Ukrainian).
2. Iakovenko, M., Melashenko, Yu., Zorin, Ye., & Ben, I. (2023). Bahatorichnyi monitorynh deformatsii budivel i sporud heodezychnymy metodamy [Long-term monitoring of deformations of buildings and structures by geodetic methods]. *Nauka ta budivnytstvo*, 37(3), 71-87. doi.org/10.33644/2313-6679-3-2023-8 (in Ukrainian).
3. Kovalenko, L. (2017) Heodezychni sposterezhennia za deformatsiiamy budivel ta sporud [Geodetic observations of deformations of buildings and structures]. *Naukovyi visnyk budivnytstva*, 89(3), 185-188 (in Ukrainian).
4. Systema zabezpechennia tochnosti heometrychnykh parametriv u budivnytstvi. Heodezychni roboty u budivnytstvi [The system for ensuring the accuracy of geometrical parameters in construction. Geodetic works in construction] DBN V.1.3-2:2010 – (2010). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 53 (in Ukrainian)
5. Grunty. Metody vymiriuvannia deformatsii osnov budynkiv i sporud [Soils. Methods of measuring deformations of foundations of buildings and structures] DSTU B V.2.1-30:2014. (2015). Kyiv: Minregion Ukrayiny, 33 (in Ukrainian)

6. 103.16 Zvit pro inzhenerno-heolohichni vyshukuvannia «Inzhenerno-heolohichni vyshukuvannia dlia utochnennia danykh rivnia gruntovykh vod ta otrymannia heolohichnoho pererizu» dlia KLPZ «Chernihivskiyi oblasnyi protytuberkulozniy dyspanser» [Report on engineering-geological surveys «Engineering-geological surveys to clarify groundwater level data and obtain a geological cross-section» for the Chernihiv Regional Tuberculosis Dispensary]. (2016) Chernihiv (in Ukrainian).
7. Osnovy ta fundamenty sporud. Osnovni polozhennia [Bases and foundations of buildings. Basic provisions] DBN V.2.1-10:2018. (2019). Kyiv: Minregionbud Ukrayiny, 36 (in Ukrainian).
8. Ruchkivskiyi, V. (2021). Formuvannia napruzhenno-deformovanoho stanu osnovy pry budivnytstvi fundamentiv na riznykh vidmitkakh na terytorii shchilnoi zabudovy [The formation of the stress-deformed state of the base during the construction of foundations at different points in the territory of dense buildings]. *Osnovy ta fundamenty*, 42, 64–71. doi.org/10.32347/0475-1132.42.2021.64-71 (in Ukrainian).
9. Pierre Guy A. Njock, Jun Chen, Giuseppe Modoni, Arul Arulrajah, Yong-Hyun Kim (2018) A review of jet grouting practice and development Arabian Journal of Geosciences, 459-490 DOI:10.1007/s12517-018-3809-7
10. Wang Z. F., Shen S. L., Ho C.E., Kim Y.H. (2013) Jet Grouting Practice: an Overview. *ICE Proceedings Geotechnical Engineering*, 44(4), 88-96.

even minor changes can lead to serious consequences.

Geotechnical monitoring of the Chernihiv's hospital was conducted. The building was put into operation in 1982. Since 1984, the building began to deform. There were opening of temperature joints with displacement of transverse walls, separation of the longitudinal wall from the transverse ones, minor deformation cracks in other blocks were detected. In the early 1990s, the works for strengthening of the structures was carried out, but they were not fully completed. In 2016, a major repair of the roofing and the drainage system from the building were carried out. The deformation of the building did not stop. In 2018, the SE NIIBK conducted a study and, based on the recommendations of «Eurotechindustry» LLC, a reinforcement of the stairwell was developed. However, in 2022, during active hostilities in the Chernihiv city, the hospital was severely damaged. There were direct hits and the collapse of structure's elements. The meticulous inspection of the facility in order to establish the residual resource and reliability of the whole structures becomes necessary. An inspection of the hospital building as well as geotechnical monitoring, particularly engineering and geodetic observations, and verification calculations of the basement were performed.

Key words. Deformations, examination, search, foundations.

Geotechnical monitoring of the hospital Chernihiv

Mykola KORZACHENKO
Maksym BOLOTOV
Yurii SHEREMET
Roman LUZHETSKYI

Summary. Geotechnical monitoring is a system of observation, collection and data analysis on the condition of soils, basements and structural elements of facilities. It is a key tool for safety assurance and control during the reconstruction of structures. This is extremely important while old buildings reconstruction, where unexpected reactions to changes in loads are possible. The monitoring of emergency facilities is especially important, where

Визначення модулю деформації ґрунтоцементу лабораторними методами при вишукуваннях для будівництва

Олександр НОВИЦЬКИЙ¹, Євгеній СКРИПКА²

Сумський Національний Аграрний Університет
вул. Герасима Кондратьєва, 160, м. Суми, 40021, Україна.
¹novitskiy.a.p@gmail.com, <https://orcid.org/0000-0001-5923-9524>
²e.skrypka.gs@snau.edu.ua, orcid.org/0009-0003-1405-8115

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.95-103

Анотація. У сучасному будівництві багатоповерхових будівель все більше набувають поширення пальові фундаменти в складних умовах слабких ґрунтів. Для сучасних інженерів постає непроста задача вибору проектних рішень, які повинні не лише відповідати сучасним вимогам будівництва, але й забезпечувати економічну доцільність в умовах щільної забудови міст та складної геології. Одним із перспективних методів вирішення цієї проблеми є застосування ґрунтоцементних елементів для підсилення основи, як альтернатива пальовим фундаментам. Цей підхід дозволяє значно скоротити витрати на зведення фундаментів та зменшити трудомісткість процесів, пов'язаних із проектуванням і будівництвом, завдяки нескладній технології влаштування таких елементів.

Основною метою дослідження є оцінка фізико-механічних властивостей ґрунтоцементу, виготовленого бурозмішувальним методом, а також визначення його модуля деформації при будівництві житлового будинку.

Для визначення модулю деформації підсиленої основи багатоповерхової житлової будівлі були отримані дані інженерно геологічних вишукувань. В основі геологічної будови території на розвідану глибину беруть участь: суглинки, супіски та глини. Згідно отриманих даних було виявлено просідні властивості ґрунтів на глибині від 7.5 до 8.4 м.

Для досягнення цієї мети було проведено низку підготовчих робіт, серед яких – підготовка обладнання, зокрема прибор МІІІ-100 для вимірювання міцності на вигин з робочим діапазоном вимірювань до 100 кгс/см², а також виготовлення зразків призм розмірами 40х40х160 для проведення лабораторних випробувань. Підготовлені зразки дозволили реалізувати повний



Олександр НОВИЦЬКИЙ
завідувач кафедри будівництва та експлуатації будівель, доріг та транспортних споруд
к.т.н..



Євгеній СКРИПКА
аспірант факультету будівництва та транспорту СНАУ

цикл експериментальних досліджень, які включали випробування на міцність та деформаційні характеристики.

Отримані результати дозволили зробити висновок, що модуль деформації основи, посиленої ґрунтоцементними елементами, збільшується у 15 разів порівняно зі звичайними ґрунтами. Це є важливим аргументом на користь застосування ґрунтоцементу в умовах слабких глинистих ґрунтів.

Дослідження підтверджує високу ефективність використання ґрунтоцементу для посилення основ з методикою перевірки модулю деформації при вишукуваннях. Особливу увагу заслуговує практичне значення роботи, що полягає у підвищенні надійності та довговічності конструкцій багатоповерхових будівель. Такий метод може бути успішно впроваджений в сучасне будівництво, що дозволить зменшити матеріальні витрати, оптимізувати технологічні процеси та підвищити експлуатаційні характеристики будівель і споруд.

Ключові слова: ґрунтоцемент, ґрунтоцементні елементи, підсилення основи, модуль деформації, лабораторні випробування.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

Будівництво багатоповерхових будівель у складних геологічних умовах супроводжується низкою проблемних аспектів, серед яких особливу увагу привертають складнощі з прийняттям інженерних рішень і підвищенні економічні витрати. Якщо розглядати будівництво в складних умовах з економічної точки зору то виходить, що вартість витрат на пристосування будівель до таких основ може сягати до 30% від загальної вартості будівництва. Тому існує потреба в зменшенні вартості на основі сучасних теоретичних і технічних досягнень які були застосовані в даному дослідженні.

АНАЛІЗ ПОПЕРЕДНІХ ДОСЛІДЖЕНЬ

В роботах М.Л. Зоценко [1], Zotsenko, M [3,] Zotsenko, N [4], О.П.Новицький [7], Nesterenko.T [11], Ю.Л. Винников [12], розглянуто технологію влаштування ґрунтоцементних елементів для підсилення основ та спосіб їх виготовлення. Також були проаналізовані дослідження іноземних вчених, зокрема праці Denies, N [2] та Ahmed Farouk [10].

Висвітлені розрахунки фізико-механічних властивостей ґрунтоцементних основ таких як: напружено - деформованого стану та осідання в дослідженнях Крисан, В.І. [5], Ю.Л. Винников [12].

У працях Zotsenko, N [4], Ларцева, І.І. [6] висвітлено питання економічної ефективності використання ґрунтоцементних паль в будівництві.

Методологію проведення лабораторних досліджень з визначення міцності на згин і стиск прийняті за ДСТУ Б В.2.7-187:2009 [8], методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона були детально розглянуті в ДСТУ Б В.2.7-217:2009 [9].

МЕТА РОБОТИ

Метою дослідної роботи є визначення модуля деформації ґрунтоцементу як важливого параметра для оцінки фізико-механічних властивостей основи при будівництві багатоповерхового житлового будинку в м. Суми.

Дослідження спрямовані на розробку та вдосконалення технологій зміцнення основ, що дозволяють зменшити витрати на зведення фундаментів у складних геологічних умовах, зокрема ті, що мають просідаючі властивості.

Оцінка модуля деформації дає змогу визначити доцільність застосування бурозмішувального методу створення ґрунтоцементних елементів.

ЗАДАЧІ

- 1) Аналіз даних інженерно-геологічних вишукувань в межах будівельного майданчика;
- 2) Розробка плану проведення випробувань для визначення модуля деформації з урахуванням особливостей ґрунтових умов;
- 3) Підготовка зразків ґрунтоцементу для проведення випробувань на згин, стиск та осьового навантаження. Виконання серії експериментів;
- 4) Аналіз результатів випробувань, розрахувати модуль деформації основи, виконати порівняльний аналіз модуля деформацій до та після підсилення ґрунтоцементними елементами.

МЕТОДИ ДОСЛІДЖЕННЯ

Основними методами дослідження були лабораторні випробування, зокрема поступове навантаження зразків призматичної форми осьовим стисковим зусиллям.

Методика випробувань передбачала використання спеціалізованого обладнання МІІ-100 для визначення міцності зразків на вигин.

Надалі виготовлялися зразки, що використовувались для випробувань на стиск із фіксацією деформаційних показників за

допомогою індикаторів за методикою визначення модулю деформації на призмах.

ОСНОВНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ

Для визначення модулю деформації підсиленої основи багатоповерхової житлової будівлі в м. Суми були отримані дані інженерно геологічних вишукувань.

В геологічній будові території на розвідану глибину беруть участь: водно-льодовикові флювіогляціальні відкладення - **(fgII_{dn})**- суглинки бурувато - сірі, напівтверді та супіски червонувато – бурі, пластичні; четвертинний погребений ґрунтово – рослинний шар – **(e III)**- суглинки лесовидні, тугопластичні, четвертинні еолово- делювіальні відкладення – **(vd III)** - лесовидні глини, суглинки, суглинки з рослинними домішками, що з поверхні перекриті сучасним **(eIV)** ґрунтово- рослинним шаром,

представленим суглинками та техногенними насипними ґрунтами **(tIV)**.

На ділянці виділено наступні інженерно-геологічні елементи:

ІГЕ 1**(eIV)**: Насипні ґрунти – вапно, з прошарками пісків, супісків з рослинними домішками та ґрунтово-рослинного шару, відсіпані планомірно, залежалі.

ІГЕ 2**(vd III)**: Суглинки лесовидні, бурі, темно-бурі, тверді, з рослинними домішками.

ІГЕ 3**(vd III)**: Суглинки лесовидні, палеві, світло-бурі, тверді, високопористі, карбонатні, просідні.

ІГЕ 4**(vd III)**: Суглинки лесовидні, світло-сірі, бурі, сірувато-бурі, напівтверді, з прошарками тугопластичних, просідні, в підшві зі слідами окисів заліза.

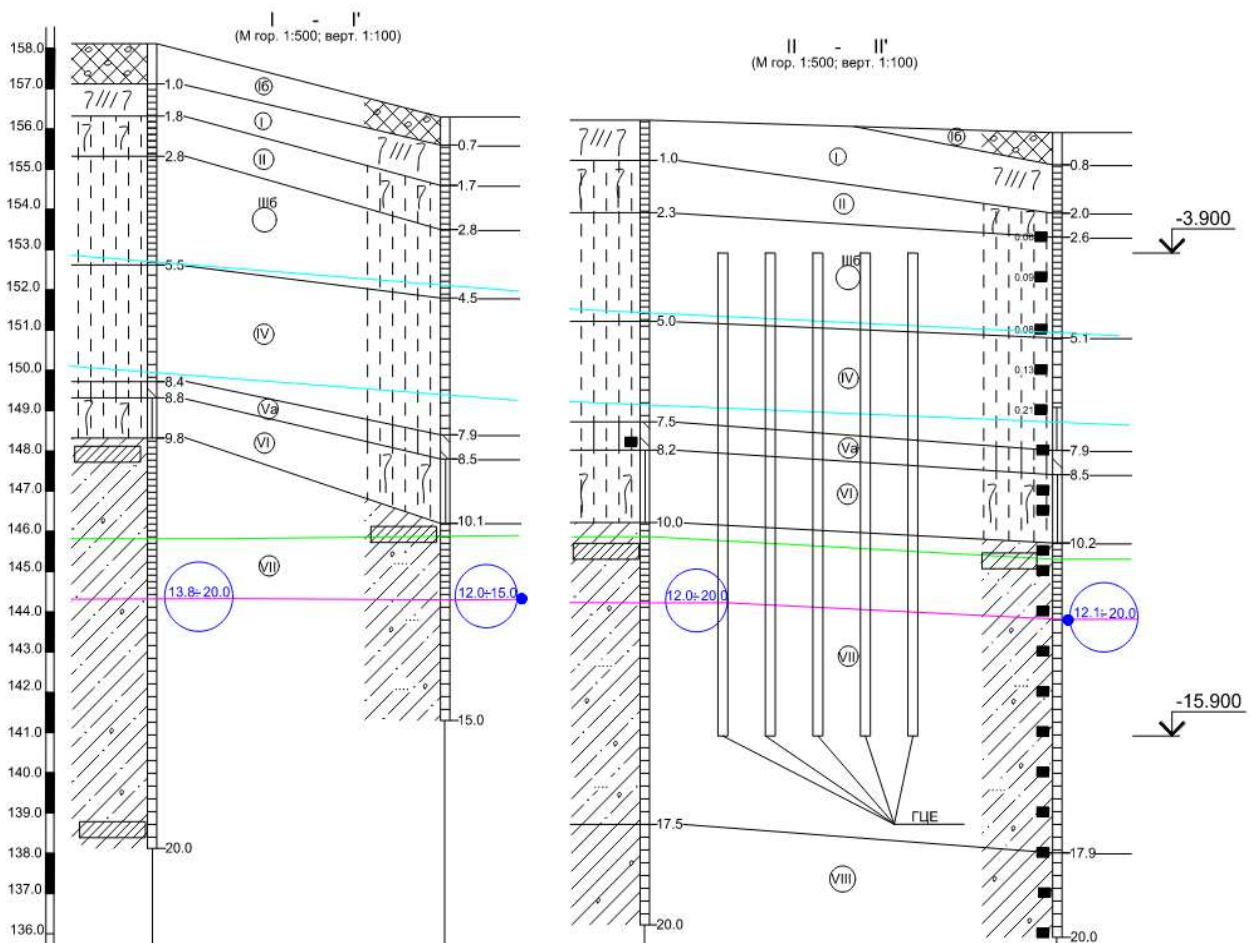


Рис. 1. Інженерно – геологічний розріз
Fig. 1. Engineering-Geological Cross-Section

ІГЕ 5a(vd III): Глини лесовидні, світло-бурі, бурувато-сірі, м'якопластичні, з прошарками тугопластичних, просідних властивостей не проявили.

ІГЕ 6(е III): Суглинки лесовидні, коричневатобурі, темно-коричневі, туголастичні (погребений ґрунтово-рослинний шар), з домішками органічних речовин, просідних властивостей не проявили.

ІГЕ 7(flgII dn): Супіски бурі, червонувато бурі, жовтувато-бурі, в покрівлі тверді, з прошарками суглинків, нижче – пластичні, з жорсткою кристалічних порід, з прошарками пісків та суглинків.

ІГЕ 8(flgII dn): Супіски бурі, бурувато-сірі, напівтверді, рідко з жорсткою кристалічних порід.

Для випробування був відібраний ІГЕ IV, оскільки має просідні властивості та модуль деформації у замоченому стані 2,5 МПа.

Під час дослідження ґрунтоцементу на згин були підготовлені балкові зразки та випробувані на приборі МІІІ-100.

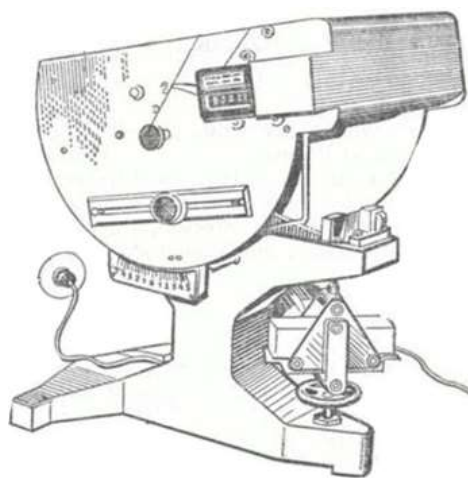


Рис. 2. Прибор МІІІ-100.
Fig. 2. Testing Machine МІІІ-100

Методика випробування на даній машині полягає в наступному – дослідний зразок повинен бути закріплений на опорах рухомих граней кулака. Потім, обертаючи маховик регулювального гвинта коромисла, його необхідно вивести з положення рівноваги так, щоб коромисло в момент руйнування зразка було приблизно протилежно нулю на шкалі.

Зусилля, створюване рухомих вантажем, передається напрямною коромисла за

допомогою важеля рукоятки. Положення вантажу на поворотному плечі, що визначає величину навантаження, прикладеного до зразка, визначається лічильником, що вказує величину напруги на згин. Навантаження передається через редуктор і головний гвинт.

У положенні перемикача «вперед» (нижнє положення ручки управління) електрична ланцюг замикається розмикаючим контактом мікроперемикача МП-8, обмотки ротора, відцентрового регулятора і обмотки стартера. Навантаження передається направляючими коромисел, що призводить до навантаження зразка.

Після руйнування зразка коромисла, що крутиться на стійках, і удару об хвостовик шайби амортизатора, а двигун вимикається мікроперемикачем МП-6, результат випробування фіксується на лічильник.

У положенні тумблера «назад» (верхнє положення ручки управління) – це прискорене повернення вантажу у вихідне положення. Ланцюг замикається розмикаючим контактом мікротрансформатора МП-3 і опором, минаючи відцентровий регулятор. Швидкість обертання електродвигуна збільшується в 2-4 рази. В кінці зворотного ходу вантаж притискає важіль і відпускає штифт міні-трансформатора МР-3, таким чином знову вмикаючи відцентровий регулятор.

Для визначення міцності на вигин використовують три балкові зразки розміром 40x40x160мм, які випробовують за вище описаною методикою.

Шість половин зразків балки, отриманих після випробувань на згин, негайно випробовують на стиск. Половину балки зразка поміщають між двома плитами так, щоб бічні грані, які при виготовленні примикали до стінок форми, були на площині пластин, а упори пластин щільно прилягали до гладкого торця форми.

Пакет зразків із пластинами центрується на базовій плиті випробувальної машини. Середня швидкість збільшення навантаження під час випробування повинна становити (2400 ± 200) Н/с або $(2,4 \pm 0,2)$ кН/с

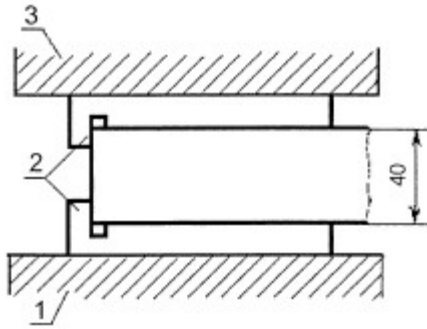


Рис. 3. Розташування зразка між пластинами
Fig. 3. Positioning of the sample between plates

Розташування зразка між пластинами: 1 – напірна нижня пластина; 2 – пластили; 3 – притискна верхня пластина щільно прилягає до гладкого плоского кінця пакета зразків.



Рис. 4. Випробування призми на модуль деформації

Fig. 4. Prism testing for deformation modulus

Табл. 1. Результатами випробувань зразків-балочок

Table. 1. Results of beam-shaped sample tests

№	b, мм	h, мм	l, мм	маса, г	об'єм, мм ³	густина, г/см ³	міцність на згин, н/мм ²	руйнівне зусилля на стиск, н		міцність на стиск, н/мм ²		
								1 половина	2 половина	1 половина	2 половина	
1	40	40	160	357,9	256000	1,398	0,84	5400	6000	2,16	2,4	
2	40	40	160	366	256000	1,430	0,72	6400	6600	2,56	2,64	
3	40	40	160	352,3	256000	1,376	0,65	5600	4400	2,24	1,76	
середня						1,401	0,74			2,32	2,27	2,29

Випробування на згин. Результат випробування на згин розраховується як середнє арифметичне результатів трьох одиниць, отриманих під час випробування трьох зразків балки. Кожен результат повинен бути точностю не менше 0,1 МПа. Середнє значення наводиться з точностю не менше 0,1 МПа.

Міцність на стиск. Міцність на стиск окремого зразка розраховується як частка від поділу руйнівного навантаження на робочу площу пластини, тобто. Результат випробування на міцність та на стиск розраховується як середнє арифметичне результатів шести одиниць, отриманих під час випробування

зразків балки. Кожен результат дається з точностю не менше 0,1 МПа.

Середнє значення наводиться з точностю не менше 0,1 МПа. Результати заносяться в таблицю.

Суть методу визначення модуля деформації ґрунтового цементу полягає у випробуванні поступовим навантаженням зразків або циліндрових зразків стандартного розміру осьового навантаження на стиск до руйнування, при визначенні призматичної міцності і до 30% руйнівного навантаження при визначенні модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.

Міцність призми, модуль пружності та коефіцієнт Пуассона слід визначати на зразках із співвідношенням висоти до ширини (діаметра) яке дорівнює чотири. Ширина (для циліндрів – діаметр) зразків повинна бути 70 мм, 100 мм, 150 мм, 200 мм, 300 мм залежно від призначення і типу конструкцій і виробів. За основу береться зразок розміром 150 мм x 150 мм x 600 мм.

Наступний крок – тестування. Перед початком випробування зразок з приладами

встановлюють по центру на розмітку прес-пластини і перевіряють зв'язок початкового показання зі шкалою приладу.

Початкова сила стиснення зразка, яка приймається за умовний нуль (повинна становити не більше 2% від очікуваного руйнівного навантаження).

При центруванні зразків необхідно, щоб на початку випробування від умовного нуля до навантаження, що дорівнює $(40 \pm 5\%) N_u$, відхилення деформацій на кожній грані (генеруюча) не перевищували 10% їх середнього арифметичного. Якщо ця вимога не виконується при навантаженні, що дорівнює або перевищує $(10 + 5)\% N_u$, зразок слід розвантажити, змістити відносно центральної осі маркування пресової пластини в бік великих деформацій і знову центрувати.

При центруванні деформації зразків, виміряних між центрами отворів, в яких індикатори кріплення віднесені до граней зразка, визначають за формулами:

$$\Delta_1 = \Delta'_1 + \frac{(\Delta_2 - \Delta'_1)c}{2c + a}; \quad (1)$$

$$\Delta_2 = \Delta'_1 + \frac{(\Delta_2 - \Delta'_1)(a + c)}{2c + a}, \quad (2)$$

де Δ'_1 і Δ'_2 – виміряні деформації за індекаторами, що кріпляться на протилежних гранях зразка;

Δ_1 і Δ_2 – деформації, віднесені до граней зразка;

a – розмір сторони зразка;

c – відстань від грані зразка до центра отворів, у яких кріплять індикатори.

При визначенні призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона ґрунтоцементу навантаження зразка до рівня навантаження, яке дорівнює $(40 \pm 5)\% N_u$, слід робити ступенями, що дорівнюють 10% очікуваного руйнівного навантаження, зберігаючи в межах кожного ступеня швидкість навантаження $(0,6 \pm 0,2)$ Мпа/с.

На кожному ступені витримуються навантаження від 4 хв до 5 хв і записуються відліки по приладах напочатку та наприкінці витримки ступеня навантаження в журнал за

Табл. 2. Таблиця контрольних випробувань призми на модуль деформації
Table. 2. Table of prism control tests for deformation modulus

	1 ИЧ	2 ИЧ				кг	кг/см2	мпа
0,00	7,50	8,48	0,00	0,00	0,00	0		
0,05	7,5	8,48	0,00	0,00	55,42	125	0,56	0,05
0,11	7,5	8,48	0,00	0,00	90,83	250	1,11	0,11
0,16	7,5	8,48	0,00	0,00	121,11	375	1,67	0,16
0,22	7,5	8,48	0,00	0,00	140,65	500	2,22	0,22
0,27	7,5	8,48	0,00	0,00	163,50	625	2,78	0,27
0,33	8,36	9,35	0,86	0,87	178,36	750	3,33	0,33
0,38	8,83	9,75	1,33	1,27	176,08	875	3,89	0,38
0,44	9,01	9,93	1,51	1,45	176,76	1000	4,44	0,44
0,49	9,16	10,12	1,66	1,54	178,36	1125	5,00	0,49
0,55	9,35	10,29	1,85	1,81	178,69	1250	5,56	0,55
0,60	9,52	10,43	2,02	1,95	181,21	1375	6,11	0,60
0,65	9,59	10,51	2,09	2,03	190,49	1500	6,67	0,65
0,71	9,64	10,56	2,14	2,08	201,47	1625	7,22	0,71
0,76	9,84	10,77	2,34	2,29	197,75	1750	7,78	0,76
0,82	9,97	10,91	2,47	2,43	200,20	1875	8,33	0,82
0,87	10,04	11,01	2,54	2,53	206,39	2000	8,89	0,87
0,93	10,13	11,11	2,63	2,63	211,37	2125	9,44	0,93
0,98	10,23	11,18	2,73	2,70	216,80	2250	10,00	0,98
1,04	10,3	11,25	2,80	2,77	223,09	2375	10,56	1,04
1,09	10,35	11,32	2,85	2,84	229,88	2500	11,11	1,09
1,14	10,43	11,38	2,93	2,90	235,57	2625	11,67	1,14
1,20	10,45	11,43	2,95	2,95	243,86	2750	12,22	1,20
1,25	10,53	11,49	3,03	3,01	249,04	2875	12,78	1,25
1,31	10,61	11,54	3,11	3,06	254,39	3000	13,33	1,31
1,36	10,64	11,62	3,14	3,14	260,35	3125	13,89	1,36
1,42	10,87	11,81	3,37	3,33	253,79	3250	14,44	1,42
1,47	10,95	11,9	3,45	3,42	257,03	3375	15,00	1,47
1,53	11,04	11,94	3,54	3,46	261,60	3500	15,56	1,53
1,58	11,13	12,04	3,63	3,56	263,78	3625	16,11	1,58
1,64	11,24	12,16	3,74	3,68	264,42	3750	16,67	1,64
1,69	11,33	12,25	3,83	3,77	266,76	3875	17,22	1,69
1,74	11,53	12,47	4,03	3,99	260,95	4000	17,78	1,74
1,80	11,62	12,62	4,12	4,14	261,28	4125	18,33	1,80
1,85	11,8	12,73	4,30	4,25	260,07	4250	18,89	1,85
1,91	11,91	12,81	4,41	4,33	261,90	4375	19,44	1,91
1,96	11,97	12,88	4,47	4,40	265,43	4500	20,00	1,96
2,02	12,05	12,94	4,55	4,46	268,57	4625	20,56	2,02
2,07	12,15	13,12	4,65	4,54	267,51	4750	21,11	2,07
2,13	12,23	13,22	4,73	4,74	269,33	4875	21,67	2,13
2,18	12,35	13,31	4,85	4,83	270,25	5000	22,22	2,18
2,23	12,45	13,4	4,95	4,92	271,67	5125	22,78	2,23
2,29	12,54	13,5	5,04	5,02	273,04	5250	23,33	2,29
2,34	12,66	13,64	5,16	5,16	272,50	5375	23,89	2,34
2,40	12,83	13,8	5,33	5,32	270,20	5500	24,44	2,40
2,45	13	13,93	5,50	5,45	268,77	5625	25,00	2,45
2,51	13,18	14,12	5,68	5,54	265,76	5750	25,56	2,51
2,56	13,33	14,32	5,83	5,84	263,39	5875	26,11	2,56
2,62	13,58	14,51	6,08	6,03	259,22	6000	26,67	2,62
2,67	13,83	14,79	6,33	6,31	253,53	6125	27,22	2,67

формою додатка Г згідно ДСТУ Б В.2.7-217:2009. [9]

Результати випробувань наведені в таблиці №2.

Згідно отриманих результатів випробувань виконуємо розрахунок модулю деформації ґрунтоцементної основи за формулою:

$$E = \frac{E_{ГЦ} * S_{ГЦ} + E_{ГЦ} * (S - S_{ГЦ})}{S} \quad (3)$$

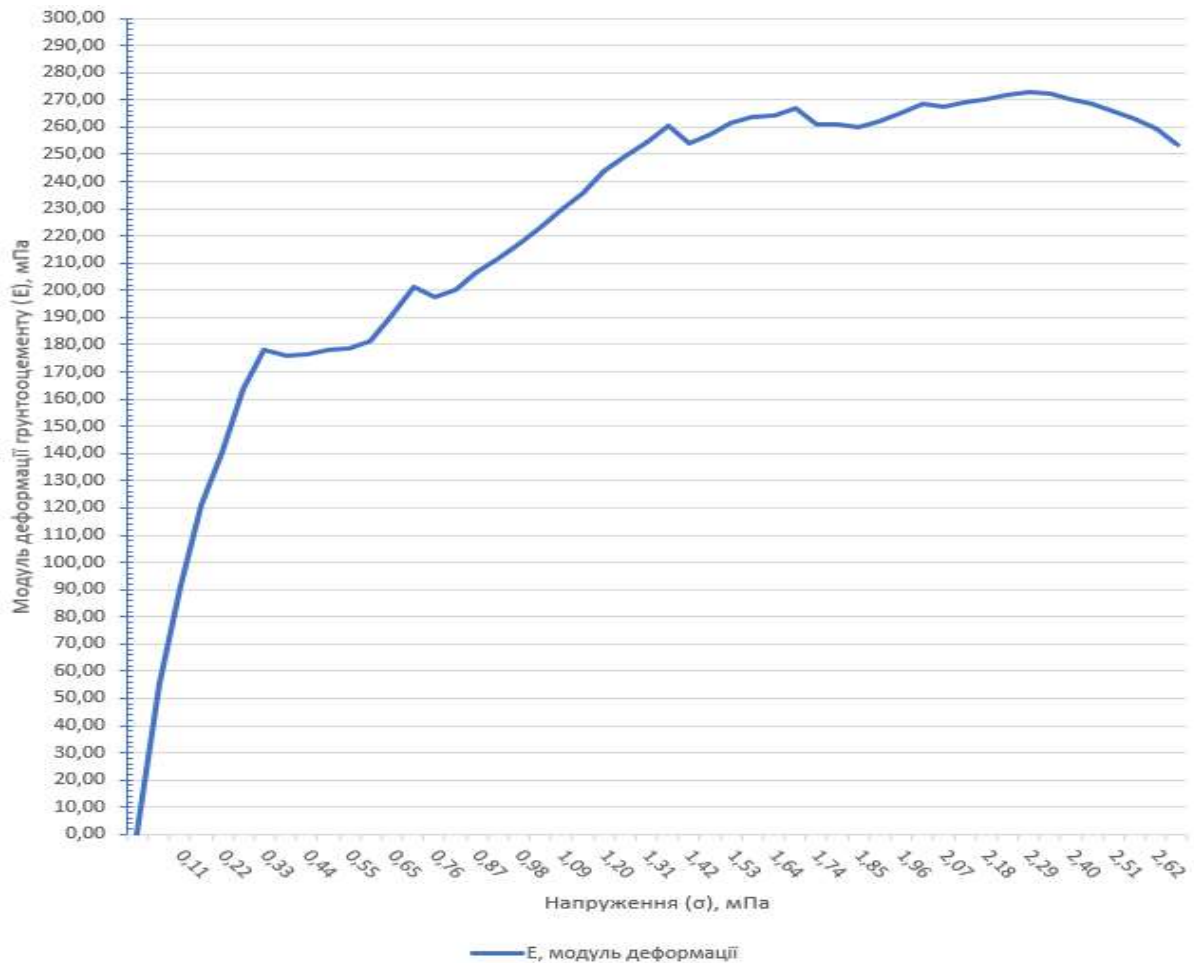


Рис. 5. Графік результатів випробувань
Fig. 5. Graph of test results

Де E – модуль деформації ґрунту, МПа;

$E_{ГЦ}$ – модуль деформації ґрунтоцементу (за результати випробувань приймаємо 260МПа);

$S_{ГЦ}$ – площа поперечного перерізу ґрунтоцементної палі

$E_{ГР}$ – модуль деформації ґрунту за даними інженерно-геологічних вишукувань 2,5МПа.

Проектний діаметр ґрунтоцементних елементів складає 500 мм, крок 1,2x1,2 м.

$$E = \frac{260 * 0.196 + 2.5 * (1.44 - 0.196)}{1.44} \quad (4)$$

$$E = 37.55 \text{ МПа}$$

Отже, за розрахунками модуль деформації основи підсиленої ґрунтоцементними елементами збільшується в 15 разів.

ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені лабораторні випробування модулю ґрунтоцементу за методикою, що застосовується для будівельних розчинів. Ґрунт відібраний при вишукуваннях на будівельному майданчику для лабораторних випробувань та визначень фактичних фізико-механічних показників.

У результаті отриманий показник модулю деформації складає 260 МПа. Отримані дані за результатами лабораторних випробувань прийняті для розрахунку модулю деформації основи підсиленої ґрунтоцементними елементами.

Рекомендується визначати фактичні показники модулю деформації ґрунтоцементу в лабораторних умовах при вишукуваннях для отримання точних розрахункових даних для кожного ІґЕ.

ЛІТЕРАТУРА

1. Зоценко М.Л. Бурові ґрунтоцементні палі, які виготовляються за бурозмішувальним методом: монографія / М.Л. Зоценко– Харків: «Друкарня Мадрид». – 2016
2. Denies, N. (2012). Summary of the short courses of the IS-GI 2012 latest advances in deep mixing. / N. Denies, G.V Lysebetten, // *Proc. Of the Intern. Symposium on Ground Improvement IS-GI. Brussels.* – 2012
3. Zotsenko, M., Vynnykov, Yu., Doubrovsky, M., Oganessian, V., Shokarev, V., Syedin, V., Shapoval, A., Poizner, M., Krysan, V. & Meshcheryakov, G. Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine. / M. Zotsenko, Yu. Vynnykov, M. Doubrovsky, V. Oganessian, V. Shokarev, V. Syedin, A. Shapoval, M. Poizner, V. Krysan, G. Meshcheryakov // *Proc. Of the 18th Intern. Conf. On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris.* –2013
4. Zotsenko, N., Vynnykov, Yu. & Zotsenko V. Soil-cement piles by boring-mixing technology. Energy, energy saving and rational nature use. // *Oradea University Press,* – 2015.
5. Крисан, В.І. Дослідження напружено- деформованого стану ґрунтового масиву, армованого ґрунтоцементними елементами, що виготовлені по струминно-змішувальній методиці: автореф. дис. канд. техн. наук : 05.23.02 / Крисан, Володимир Іванович – Полтава. Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка, 2010 – 23 с.
6. Ларцева, І.І. Економічна ефективність використання ґрунтоцементних паль як фундаментів будівель і споруд. / І.І. Ларцева, Р.В. Петраш, С.С. Петраш // *Економіка і регіон, 1(8).* – 2006 – С. 118-121.
7. Новицький, О.П. (2015). Віб्रोармовані ґрунтоцементні палі, виготовлені за бурозмішувальним методом. // (Автореф. Дис. Канд. Техн. Наук). *Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. Полтава.*
8. Цементи. Методи визначення міцності на згин і стиск: ДСТУ Б В.2.7-187:2009. – [Чинний від 01.12.2009]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
9. Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона. ДСТУ Б В.2-7-217:2009. – [Чинний від 01.09.2010]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2010.
10. Ahmed Farouk, M. M. Ground improvement using soil–cement columns / M. M. Ahmed Farouk // *Experimental investigation. Alexandria Engineering Journal,* – 2013. – P. 733-740.
11. Tetiana Nesterenko, O. N. Vibrated soilcement piles. // *International Journal of Engineering & Technology,* – 2018. – P. 269-274.
12. Винников Ю. Л, Порівняння осідань ґрунтоцементних основ будівель, визначених аналітично та тривалими геодезичними спостереженнями. / Ю. Л. Винников // *Міжнародна науково-практична конференція / Національний університет цивільного захисту України.* – Харків, 2023 – С. 26-27.

REFERENCES

1. M.L. Zotsenko. (2016) Burovi gruntotsementni pali, yaki vyhotovliaiutsia za burozmishuvalnym metodom [Drilled soil-cement piles manufactured using the drilling and mixing method] Monohrafiia – Kharkiv: «Drukarnia Madryd».
2. Denies, N. & Lysebetten, G.V. (2012). Summary of the short courses of the IS-GI 2012 latest advances in deep mixing. *Proc. Of the Intern. Symposium on Ground Improvement IS-GI. Brussels.*
3. Zotsenko, M., Vynnykov, Yu., Doubrovsky, M., Oganessian, V., Shokarev, V., Syedin, V., Shapoval, A., Poizner, M., Krysan, V. & Meshcheryakov, G. (2013). Innovative solutions in the field of geotechnical construction and coastal geotechnical engineering under difficult engineering-geological conditions of Ukraine. *Proc. Of the 18th Intern. Conf. On Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Paris.*
4. Zotsenko, N., Vynnykov, Yu. & Zotsenko V. (2015) Soil-cement piles by boring-mixing technology. Energy, energy saving and rational nature use. *Oradea University Press.*
5. Krysan, V.I. (2010). Doslidzhennia napruzhenodeformovanoho stanu gruntovoho masyvu, armovanoho gruntotsementnymy elementamy, shcho vyhotovleni po strumynno-zmishuvalnii metodytsi. [Investigation of the stress-strain state of a soil massif reinforced with soil-cement elements made by the jet-mixing method.] *Avtoref. Dys. Kand. Tekhn. Nauk. Poltava: Poltavskiyi natsionalnyi tekhnichnyi universytet imeni Yuriiia Kondratiuk, 23.* (in Ukrainian).

6. Lartseva, I.I., Petrash, R.V. & Petrash, S.S. (2006). Ekonomichna efektyvnist vykorystannia gruntotsementnykh pal yak fundamentiv budivel i sporud. [Economic efficiency of using soil-cement piles as foundations for buildings and structures.] *Ekonomika i rehion*, 1(8). 118-121.
7. Novytskyi, O.P. (2015). Vibroarmovani gruntotsementni pali, vyhotovleni za buruzmishuvalnym metodom. [Vibration-reinforced soil-cement piles made using the drilling and mixing method.] Avtoref. dys. kand. tekhn. nauk. Poltavskiy natsionalnyi tekhnichnyi universytet imeni Yurii Kondratiuka. Poltava.
8. Tsementy. Metody vyznachennia mitsnosti na zhin i stysk: [Cements. Methods for determining flexural and compressive strength] DSTU B V.2.7-187:2009. (2009) K.: Minrehionbud Ukrainy.
9. Budivelni materialy. Betony. Metody vyznachennia pryzmovoï mitsnosti, modulïa pruzhnosti i koefitsiïnta Puassona. [Building materials. Concretes. Methods for determining prismatic strength, elastic modulus and Poisson's ratio.] DSTU B V.2.7-217:2009. – [Chynnyi vid 01.09.2010]. (2010) K.: Minrehionbud Ukrainy.
10. Ahmed Farouk, M. M. (2013). Ground improvement using soil-cement column. *Experimental investigation. Alexandria Engineering Journal*, 733-740.
11. Tetiana Nesterenko, O. N. (2018). Vibrated soilcement piles. *International Journal of Engineering & Technology*, 269-274.
12. Vynnkov Yu. L. (2023). Poryvnyannya osidannya gruntotsementnykh osnov budivel, vyznachenikh analitychno ta tryvalymy heodezychnymy sposterezhennyamy. Mizhnarodna naukovopraktychna konferentsiya [Comparison of settlements of soil-cement foundations of buildings determined analytically and by long-term geodetic observations.] Natsionalnyy universytet tsyvil'noho zakhystu Ukrainy. Kharkiv, 26-27. (in Ukrainian).

Determination of the deformation modulus of soil-cement by laboratory methods during construction site investigations.

*Oleksandr NOVYTSKYI
Yevhenii SKRYPKA*

Summary. In the modern construction of multi-storey buildings, pile foundations are becoming

increasingly common in difficult conditions of weak soils. Modern engineers face the difficult task of choosing design solutions that not only meet modern construction requirements but also ensure economic feasibility in dense urban development and complex geology. One of the most promising methods of solving this problem is the use of soil-cement elements to reinforce the foundation as an alternative to pile foundations. This approach can significantly reduce the cost of constructing foundations and reduce the labor intensity of the processes associated with design and construction due to the simple technology of such elements.

The main purpose of the study is to evaluate the physical and mechanical properties of soil cement produced by the drilling and mixing method, as well as to determine its deformation modulus during the construction of a residential building.

To determine the modulus of deformation of the reinforced base of a multi-storey residential building, data from engineering and geological surveys were obtained. The geological structure of the territory to the explored depth is based on loams, sandy loams and clays. According to the data obtained, the prolific soil properties were revealed at a depth of 7.5 to 8.4 meters.

To achieve this goal, a number of preparatory works were carried out, including the preparation of equipment, in particular the MII-100 device for measuring bending strength with a working range of measurements up to 100 kgf/cm², as well as the manufacture of prism samples measuring 40x40x160 for laboratory tests. The prepared samples made it possible to implement a full cycle of experimental studies, including strength and deformation tests.

The results obtained allowed us to conclude that the deformation modulus of the base reinforced with soil-cement elements increases by 15 times compared to conventional soils. This is an important argument in favor of using soil cement in weak clay soils.

The study confirms the high efficiency of using soil cement to strengthen foundations with a methodology for checking the deformation modulus during surveys. Particularly noteworthy is the practical significance of the work, which is to increase the reliability and durability of multi-story buildings. This method can be successfully implemented in modern construction, which will reduce material costs, optimize technological processes and improve the performance of buildings and structures.

Key words: soil cement, soil-cement elements, base reinforcement, deformation modulus, laboratory tests.

Геотехнічні розрахунки при проектуванні основ і фундаментів будівель у центральній Африці

Родольф Мані НДІНГА

Київський національний університет будівництва і архітектури
31, просп. Повітряних Сил, Київ, Україна, 03037,
ndingapendi@yahoo.fr, orcid.org/0000-0003-4153-6277

DOI: 10.32347/0475-1132.49.2024.104-112

Анотація. Розглянуто основні методи розрахунку при проектуванні основ і фундаментів в центральній Африці. Проведено аналіз та порівняння методики розрахунків основ і фундаментів в Центральній Африці. Геотехнічні розрахунки є невід'ємною частиною проектування основ і фундаментів будівель, особливо в умовах Центральної Африки, де геологічні, кліматичні та екологічні фактори можуть суттєво впливати на стабільність споруд. У даній роботі розглядаються основні аспекти, що впливають на геотехнічні розрахунки, включаючи детальне геологічне дослідження ділянки, яке дозволяє визначити типи ґрунтів, їх фізико-механічні властивості та рівень підземних вод. Важливим етапом є оцінка механічних властивостей ґрунтів, таких як несуча здатність, водопроникність та стисливість, що впливають на вибір типу фундаменту. У роботі також аналізуються різні типи фундаментів, зокрема стрічкові, плитні та пальові, з урахуванням навантажень, які вони повинні витримувати, а також специфіки ґрунтових умов.

У статті проаналізовано існуючі, для цього регіону, зокрема використання бурових робіт та лабораторних випробувань ґрунтів. Визначено ефективні підходи до вибору типів фундаментів для різних геотехнічних ситуацій.

Стаття також описує методи дослідження ґрунтів і принципи проектування фундаментів, що забезпечують стабільність і безпеку будівель в умовах, характерних для центральної Африки.

Геотехнічні розрахунки є вирішальним компонентом у проектуванні фундаментів для будівель, особливо в регіонах зі складними геологічними та кліматичними умовами, такими як Центральна Африка. Цей регіон представляє унікальні виклики для інженерів через різноманітні типи ґрунтів, сезонні опади, високі температури та різний рівень ґрунтових вод.



Родольф Мані НДІНГА
аспірант кафедри
геотехніки 2015-2022 роки

викладач Académie de Versailles,
Франція

Належний геотехнічний аналіз забезпечує стабільність, безпеку та довговічність конструкцій. Основні фактори, що впливають на конструкцію фундаменту, включають властивості ґрунту, такі як міцність, стисливість і опір зсуву, а також стан ґрунтових вод, що впливає на стабільність ґрунту.

Геотехнічні дослідження також розглядають вплив на навколишнє середовище, наприклад вплив будівництва на навколишні екосистеми та місцеві водні ресурси. Крім того, дотримання місцевих і міжнародних стандартів гарантує, що конструкції відповідають нормам безпеки. Інженери також повинні оцінити такі кліматичні фактори, як теплове розширення та звуження, які можуть вплинути на поведінку ґрунту з часом. Використання передових програмних засобів, таких як PLAXIS і GeoStudio, відіграє важливу роль у моделюванні поведінки ґрунту та прогнозуванні потенційних характеристик фундаменту за різних умов. Зрештою, успішні геотехнічні розрахунки в Центральній Африці вимагають комплексного підходу, який враховує регіональні типи ґрунтів, клімат і екологічні міркування, забезпечуючи довговічність і структурну цілісність будівель у цьому складному середовищі.

Ключові слова: основи і фундаменти, методи розрахунку, методи геотехнічних досліджень, ґрунтових умов.

ПОСТАНОВКА ПРОБЛЕМИ

В екваторіальній частині Африки розташовані Конго (Браззавіль), Камерун, Габон, Центральна-Африка, Демократичне Конго, Чад. Вони характеризуються близькими кліматичними і ґрунтовими умовами, мають спільні культурні традиції та досвід в будівництві. Перш за все це стосується житлових будівель, які, як правило, зводились одноповерховими з місцевих матеріалів. Тільки в період колонізації в будівництві стали використати світовий досвід, а тому і сьогодні виконання випровадження нормативних вимог і методів підготовки основ та зведення будівель з залізобетону, каменю чи цегли виконується в більшості випадків за стандартами Франції та Англії. Зміни, що вносяться до стандартів (наприклад, на основі власного досвіду або Єврокодів) в більшості випадків залишаються не перевіреними, а тому потребують детального аналізу методів розрахунків та пристосування до ґрунтових умов цих країн, конструктивних рішень, що будуть забезпечувати надійне зведення і експлуатацію будівель і споруд.

Геотехнічне проектування буває як державною, так і приватною справою. Тому, метою даної публікації є не тільки аналіз і порівняння умов забудови для приватних житлових будинків, а і пошук напрямків покращення проектування основ і фундаментів з метою підвищення надійності їх експлуатації та забезпечення сучасних умов для проживання їх власників. Проектування основ та фундаментів в цих країнах сьогодні є різноманітним. На прикладі, на території Республіки Конго (Браззавіль) на державному рівні в основному виконується національною лабораторією будівництва. При цьому при геотехнічному проектуванні використовуються рекомендації, які розроблені на основні французьких норм з врахуванням місцевих умов [1, 2, 3]. Найбільш поширеними на території країни, як і для сусідніх країн є латеритні ґрунти, що залягають з поверхні та використовуються як несучий шар основи в більшості випадків. В сучасних умовах розрахунок латеритних основ ґрунтується на використанні формули К. Терцагі, яку

використовують для перевірки величини несучої здатності ґрунтів.

МЕТА РОБОТИ

Показати принципи геотехнічних розрахунків фундаменту які застосовуються в Центральній Африці та зазвичай полягають в оцінці стабільності та безпеки фундаментів будівель чи інфраструктурних об'єктів в умовах, характерних для цього регіону.

ОСОБЛИВОСТІ ТРОПІЧНОГО ҐРУНТОУТВОРЕННЯ

Центральна Африка має різноманітні геологічні умови, такі як слабкі ґрунти, можливість просідання, має високий рівень вологості, а також різні кліматичні умови, що можуть впливати на стабільність та довговічність фундаментів.

Аналіз складу ґрунтів, глибини ґрунтових вод, можливих зсувів чи карстових явищ, що можуть впливати на проектування фундаментів.

Умови ґрунтоутворення в областях тропічного поясу різко відрізняються від умов біо-кліматичних поясів високих широт. Це зумовлено особливостями клімату, біологічних факторів і ґрунтоутворюючих порід. Типовими ґрунтоутворюючими породами тропіків є червоноколірні відклади, які поширені на території давньої суші. На всій території тропічного поясу, за винятком окремих незначних районів Африки, давні кори вивітрювання не є ґрунтоутворюючими породами. Вони поховані під відкладами, що утворилися пізніше. На великій території давні кори вкриті відкладами червоного забарвлення, утворення яких почалося на початку неогену. Вони мають супіщано-суглинковий механічний склад, потужність до 10 м і більше. З глинистих мінералів в їх складі переважають метабалуазит і мінерали групи гідролюд. У кінці неогену почався процес аридизації суші, який охопив значні території тропічного поясу. В посушливих тропічних областях на ділянках з високим заляганням сезонних ґрунтових вод сформувались карбонатні кори. Таким чином, латеритні кори є гігроморфними утвореннями, а

карбонатні автоморфно-гідроморфними.

Останні несприятливі для ґрунтоутворення і тому їх поверхня сьогодні не має ґрунтового покриву. Отже, тропічні ґрунти формуються в основному на червоноколірних відкладах, від чого вони мають червонувате, забарвлення. Порівняно невелику територію в тропічному поясі займають інші ґрунтоутворюючі породи: озерні суглинки, супіщані алювіальні відклади, вулканічний попел та ін. Ґрунти, сформовані на цих породах, не мають червоного забарвлення. Проте в долині річки Конго вони зустрінюються часто. Інколи їх можна розглядати як болотні відклади [1]. На сьогодні близько 50 % всієї площі країни покрито латеритними ґрунтами.

ТИПИ ФУНДАМЕНТІВ, ЩО ВИКОРИСТОВУЮТЬСЯ В ЦЕНТРАЛЬНІЙ АФРИЦІ

Вибір типу фундаменту для будівель у Центральній Африці залежить від багатьох факторів, включаючи геологічні умови, навантаження від споруди, кліматичні особливості та економічні міркування. Розглянемо основні типи фундаментів, що застосовуються в регіоні.

Стрічкові фундаменти

Широко використовуються для легких та середніх будівель на відносно стійких ґрунтах. Вони ефективні в районах з помірним потенціалом набухання ґрунтів. Однак, їх глибина закладання повинна бути достатньою, щоб мінімізувати вплив сезонних змін вологості.

Плитні фундаменти

Застосовуються для будівель на слабких або неоднорідних ґрунтах. Вони особливо ефективні в районах з високим рівнем ґрунтових вод та на ґрунтах з високим потенціалом набухання, оскільки розподіляють навантаження на більшу площу.

Пальові фундаменти

Використовуються для важких споруд або на слабких ґрунтах. У Центральній Африці часто застосовують буронабивні палі, які дозволяють досягти міцних шарів ґрунту або скельної основи. Вони також ефективні

для мінімізації впливу набухання поверхневих шарів ґрунту.

У районах з латеритними ґрунтами часто застосовують комбіновані фундаменти, які поєднують елементи різних типів для оптимального розподілу навантаження та мінімізації впливу сезонних змін вологості. Наприклад, можуть використовуватися пальово-плитні фундаменти, де палі передають основне навантаження на глибокі, стабільні шари ґрунту, а плита розподіляє частину навантаження та забезпечує додаткову жорсткість конструкції.

При виборі типу фундаменту важливо враховувати не тільки поточні умови, але й потенційні зміни в майбутньому, такі як ерозія ґрунту, зміни рівня ґрунтових вод або можливе розширення будівлі. Це особливо актуально в контексті швидкої урбанізації та розвитку інфраструктури в багатьох районах Центральної Африки.

Пальові фундаменти використовують під відповідальні будівлі і споруди (класу відповідальності СС3), а для малоповерхових будівель практично не використовуються (впливає збільшена їх вартість проти фундаментів неглибоко закладання) [1].

Табл.1. Геотехнічні дослідження фундаментів побудованих у Центральній Африці у 1999 році

Table.1. Geotechnical investigations of foundations built in Central Africa in 1999

Країни	Стрічкові фундаменти(%)	Плитні фундаменти(%)	Пальові фундаменти(%)
Конго	70	50	15
Габон	75	45	14
Чад	60	40	10
Камерун	80	60	25
Екваторіальна Гвінея	65	39	13
Центральноафриканська Республіка	50	30	9

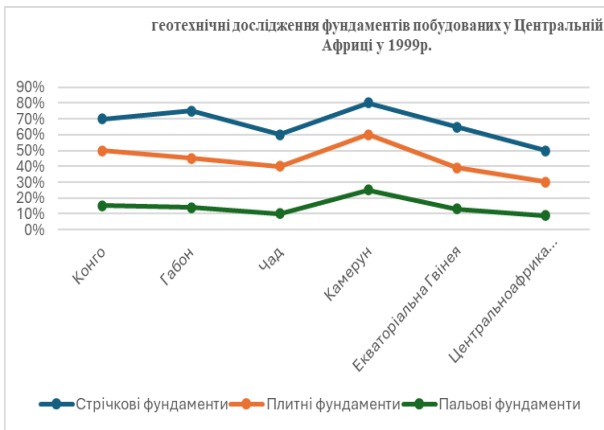


Рис. 1. Геотехнічні дослідження фундаментів побудованих у Центральній Африці у 1999 році

Fig. 1. Geotechnical investigations of foundations built in Central Africa in 1999

МЕТОДИ ГЕОТЕХНІЧНОГО ПРОЕКТУВАННЯ ФУНДАМЕНТІВ НЕГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

В будівельній практиці Конго їх називають прямими фундаментами, так як вони передають навантаження безпосередньо на шари, близькі до поверхні. Вони використовуються, коли поверхневі шари ґрунту здатні підтримувати будівлю. Ці фундаменти розглядаються як мілкого закладання, коли глибина D рівня підшви фундаменту відносно рівня поверхні менше, ніж у 4 рази, від ширини B фундаменту (рис.2). Якщо відстань між двома сусідніми фундаментами занадто мала, то можна їх асоціювати і з плитних фундаментом, що виконується під вам будинком.

Фактично це найпоширеніший тип фундаменту для житлових будівель, підпірних стін, та допоміжних споруд. Вважається, що це рішення не потребує високої спеціальної кваліфікації, проектувальників і будівельників.

За конструкцією поверхневий фундамент може бути:

- стовбичачим що виконується окремо під колонами;

- стрічковим, що може влаштовуватися під колонами або стінами;

- поверхневі фундаменти: складаються з рифлів і кожухів під колонами або стінами.

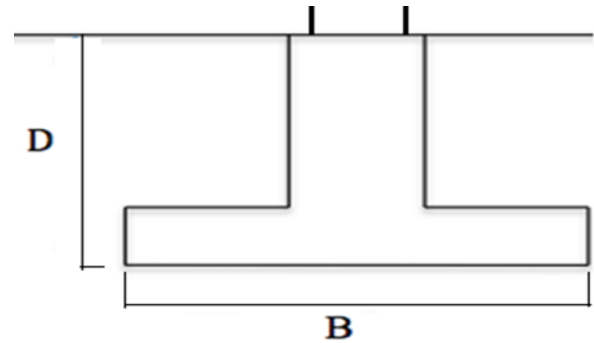


Рис. 2. Схема розподільчого (поверхневого) фундаменту

Fig. 2. Scheme of a distribution (surface) foundation

При проектуванні основ будівель та споруд в міжнародній практиці згідно допустимого навантаження на ґрунт основ спираються на рішення Прандтля [1] та Терцагі [4], які довели, що руйнування основ відбувається у результаті зміщення випираємого масиву ґрунту по певній поверхні ковзання. Після таких висновків Прандтля (в 1921 р.) і Терцагі (в 1943 р.) багатьом дослідникам, таким як, Мейергоф [1], М.І. Горбуновим-Посадовим [5], Како-Керізелль [1], Бринч-Хансеном [1], В.Г. Березанцеви [6] та іншими. Були отримані різні рішення щодо визначення несучої здатності основ. Проте вони всі, як правило, приводили кінцеві формули до виду, який аналогічний формулі Терцагі [4]:

$$Q_u = \frac{\gamma B}{2N_\gamma} + CN_c + \gamma' D_f N_q \quad (1)$$

де Q_u - допустима несуча здатність основи; γ , γ' - питома вага ґрунту відповідно під та вище підшви фундаменту; B , D_f - ширина підшви та глибина закладання фундаменту; N_γ , N_c , N_q - безрозмірні коефіцієнти несучої здатності, котрі залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту. Формула (1) використовується при геотехнічному проектуванні в більшості країн світу. Однак при розрахунку основ визначають розрахунковий тиск на ґрунт Q , який використовує отримані дані :

$$Q = Q_u / K \quad (2)$$

де Q_u – несуча здатність ґрунту, яка визначається за формулою (1); K – коефіцієнт безпеки, який приймається в межах 3...5.

За останні роки поширене використання набула формула, що визначає граничну несучу здатність ґранту основи в умовах її ефектів його напруження стану, що забезпечує підвищену надійність оцінки основи при розподільних фундаментах:

$$q_a = \frac{1}{F_S} [C' N_c s_c i_c + \sigma'_{vo} N_q s_q i_q + 0,5 \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma], \quad (3)$$

q_a - допустима несуча здатність, кПа;

F_S - коефіцієнт безпеки (зазвичай дорівнює 3)

C' - ефективне зчеплення ґрунту під подошвою, кПа

N_c, N_q, N_γ - коефіцієнти несучої здатності залежно від кута внутрішнього тертя (φ');

s_c, s_q, s_γ - геометричні коефіцієнти подошви;

i_c, i_q, i_γ - коефіцієнти нахилу навантаження;

σ'_{vo} - фактичне ефективне напруження від ваги ґрунту на рівні подошви фундаменту, кПа;

γ - питома вага ґрунту під подошвою фундаменту, кН/м³;

B - ширина подошви, м.

Формула (3) враховує значення кута внутрішнього тертя φ' та зчеплення C' при ефективному напруженні (визначається при випробуванні зразка ґрунту в стабілометрі u). З деякими доповненнями де формула відповідає формулі Чена (1975) яка наведена в Єврокодї-7-1, додатку - д [8] і рекомендується в Європейських країнах при проектуванні розподільчих фундаментів.

Сьогодні ця формула не має прикладів використання для будівель класів відповідальності СС2 і СС3, що пов'язано як з визначенням параметрів ґрунту, так і пасивністю досвіду її використання.

Приведемо основні положення проектування розподільних фундаментів різної конструкції. Під колони житлових та громадських будівель та споруд розмір подошви фундаментів приймають як правило в межах 1...2,5 м в залежності від навантаження та

міцності ґрунтової основи. Фундаменти проектуються стовпчастими із монолітного залізобетону. Їх геометричні розміри приймаються залежно від наступних вимог:

$$A \leq B; a \leq b; A/B = a/b \quad (4)$$

де A, B – відповідно менша та більша сторони подошви фундаменту, м;

a, b - відповідно менша та більша сторони підколони, м.

При конструюванні армування фундаменту повинні також використовуватись такі вимоги:

$$A-a \geq (db \text{ i } da) \geq (B-d)/4, \quad h_a \approx h_b \quad (5)$$

де d_a – відстань від осі розтягнутої арматури фундаментної плити, яка розташована паралельно стороні A , до межі стиснутої зони в перерізі фундаменту, м;

d_b - аналогічно, розташована паралельно стороні B , м; h_a - відстань від осі арматури, яка розташована паралельно стороні A , м до перерізу осі фундаменту, м; h_b - аналогічно паралельно стороні B , до перерізу осі фундаменту з лінією призми продавлювання, м.

Для порівняння впливу зміни місцевих умов на визначення допустимого тиску по подошві фундаментів неглибокого закладання розглянемо конкретні ґрунтові умови на прикладі стрічкового фундаменту житлового будинку при навантаженням $\sum N = 110$ кН/м, що заглиблений в ґрунт на 1,2 м. Несуча здатність розраховується за формулами К. Терцагі (1) та Чена [7] q_{u1}, q_{u2} . Приймаючи K величиною, що є надійною в сьгоднішніх умовах республіки Конго маємо:

$$R = \frac{qu1}{K}, \quad R = \frac{qu2}{K} \quad (6)$$

Виходячи із цього ширина подошви фундаменту, яку розглянуто в прикладі буде змінюватись $b = 1,8 \dots 6$ м.

Тому часто в сьгоднішніх умовах навіть для малоповерхових будівель використовують фундаментну плиту (рис.3).



Рис.3 Фундаментна плита малоповерхового будинку

Fig. 3 Foundation slab of a low-rise building

Звичайно, що в повному випадку розрахунків повинні використовуватися надійні розрахункові параметри фізико-механічних властивостей ґрунтів (в даній публікації вони не розгадуються).

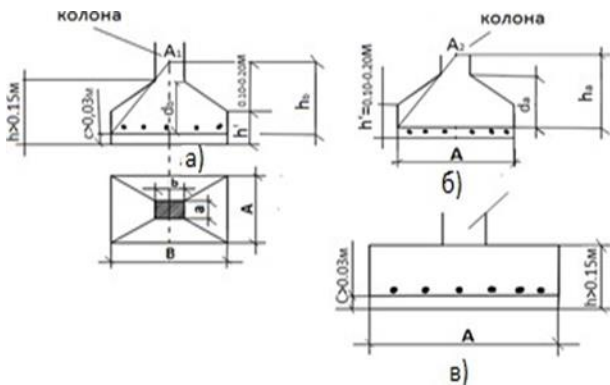


Рис.4. Принципові розрахункові схеми фундаментів, що використовують в Республіці Конго: а) залізобетонні окремо стоячі фундаменти під колони; а) і б) розрізи.

Fig. 4. Basic calculation schemes of foundations used in the Republic of Congo: a) reinforced concrete free-standing foundations for columns; a) and b) sections.

Приведемо як приклад додатково загальні конструктивні рішення, що використовуються при розрахунку стовпчастих фундаментів за матеріалом (рис. 4 і 5). Ці дані підтверджують, що сьогодні в африканських країнах екваторіального поясу при проектуванні фундаментів використовуються сучасні методики розрахунку та конструювання, але на практиці для малоповерхових будівель, як правило, перемагає будівництво за досвідом.

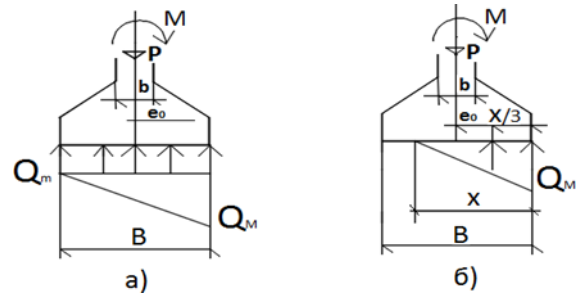


Рис.5. Залізобетонні окремо стоячі фундаменти під колони при позакентровому навантаженні: а) в разі малих ексцентриситетів ($e_0 < B / 6$); б) в разі великих ексцентриситетів ($e_0 \geq B / 6$).

Fig. 5. Reinforced concrete free-standing foundations for columns with eccentric loading: a) in the case of small eccentricities ($e_0 < B / 6$); b) in the case of large eccentricities ($e_0 \geq B / 6$).

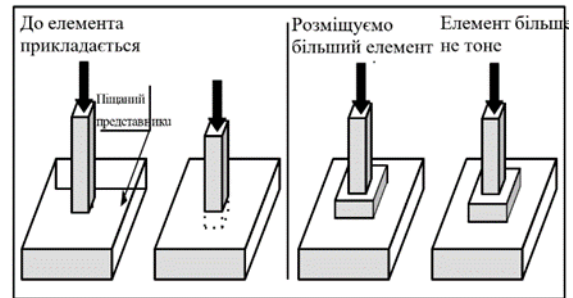


Рис.6. Фундаменти мілкового закладання

Fig. 6. Shallow foundations

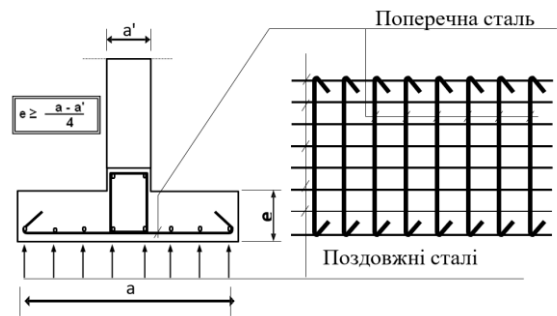


Рис.7. Армування фундаментів мілкового закладання

Fig. 7. Reinforcement of shallow foundations

Коли збільшується площа контакту з ґрунтом, зменшується заглиблення; навантаження краще розподіляється.

КОНСТРУКТИВНІ РІШЕННЯ

Положення, що забезпечують розподіл навантажень.

Розміри фундаменту залежать від:

- навантаження, яке потрібно передати на ґрунт: маса будівлі або частини будівлі здатності ґрунту витримувати це навантаження [9]

Ґрунти мають різні характеристики міцності залежно від їх природи, як правило, в залежності від їх щільності. Наступна таблиця дає деякі значення.

Табл. 2. Характеристики міцності ґрунтів залежно від їх природи

Table 2. Characteristics of soil strength depending on their nature

Природа ґрунту	Опір
Насипні ґрунти	0,02 - 0,1 МПа
Піски	0,1 - 0,3 МПа
Глини	0,1 - 0,4 МПа
Скельні породи	0,5 МПа і більше

ШИРОКІ ПІДОШВИ

Це більш тонкі підосшви; вони деформуються; тоді вони діють як перевернуті балки, і обов'язково повинні містити сталь, щоб сприймати зусилля розтягування.

ВИСНОВКИ

Геотехнічні розрахунки при проектуванні фундаментів будівель у Центральній Африці є критично важливими для забезпечення стабільності, безпеки та довговічності будівель в умовах, характерних для цього регіону. Центральна Африка відрізняється різноманітними геологічними, кліматичними та гідрологічними умовами, які значно впливають на вибір типу фундаменту та способи його розрахунку.

Таким чином, геотехнічні розрахунки фундаментів в Центральній Африці повинні базуватися на всебічному дослідженні місцевих умов, правильно вибраному типі фундаменту, а також урахуванні всіх факторів, що можуть вплинути на довговічність та безпеку будівлі. Тільки комплексний підхід до проектування фундаментів дозволяє забезпечити стійкість конструкцій та знизити ризики, пов'язані з несприятливими геологічними та кліматичними умовами регіону.

ЛІТЕРАТУРА

1. Abidi M.L. Les fondations / M.L Abidi. – Ecole Mohammadia d'ingenieurs Department Genie civil-BPS, 2014. – 43 p.
2. Liautaud G. L'utilisation du penetrometre au Congo et son interet pour l'etude des fondations/ G. Liautaud. – Paris, 1974. – 74 p.
3. Reglementation technique specifique concernant le batiment et les travaux publics au cameroun. Ministere de l'equipement. – Volume A –88 p.
4. Терцаги К. Теория механики ґрунтов / Под общей редакцией Н.А. Цытовича / К Терцаги – М.: Стройиздат, 1961. – 507 с.
5. Горбунов-Посадов М.И. Устойчивость фундаментов на песчаном основании./ М.И. Горбунов-Посадов – М.: Государственное издательство литературы по строительству, архитектуре и строительным материалам, 1962. – 50с.
6. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. / В.Г Березанцев – Л: Госстройиздат, 1970. – 207 с.
7. Eurocode 7, Calcul géotechnique; partie 1 – règles générales, 1997 – 73p.
8. François Schlosser. Eléments de mécanique des sols / Schlosser François – 2003 – 182 p.
9. Hubert Bertrand. Fondations et ouvrages en terre / Bertrand Hubert, Bruno Philipponnat , Olivier Payant, Moulay Zerhouni. – 2019 –390 p.

REFERENCES

1. Abidi M.L. (2014) Les fondations [The foundations]. Ecole Mohammadia d'ingenieurs Department Genie civil-BPS, 43. (in French)
2. Liautaud G. (1974) L'utilisation du penetrometre au Congo et son interet pour l'etude des fondations. [The use of the penetrometer in Congo and its interest for the study of foundations]. Paris, 1974, 74. (in French)
3. Reglementation technique specifique concernant le batiment et les travaux publics au cameroun. [Specific technical regulations concerning construction and public works in Cameroon.] Ministere de l'equipement. Volume A, 88 p. (in French)
4. Tertsagi K. (1961) Teoriya mekhaniki gruntov [Theory of soil mechanics] Pod obshchey redaktsiyey N.A. Tsytovicha. M.: Stroyizdat, 507. (in Russian)
5. Gorbunov-Posadov M.I. (1962) Ustoychivost' fundamentov na peschanom osnovanii.

[Stability of foundations on a sand base.] Moskov: Gosudarstvennoye izdatel'stvo literatury po stroitel'stvu, arkhitekture i stroitel'nym materialam, 50. (in Russian)

6. Berezantsev V.G. (1970) Raschet osnovaniy sooruzheniy. [Calculation of foundations of structures]. L: Gosstroyizdat, 207. (in Russian)
7. Eurocode 7 (1997), Calcul géotechnique; partie 1 – règles générales, 73p. (in French)
8. François Schlosser (2003) Eléments de mécanique des sols [Elements of soil mechanics], 182. (in French)
9. Bertrand Hubert, Bruno Philipponnat, Olivier Payant, Moulay Zerhouni (2019) Fondations et ouvrages en terre [Elements of soil mechanics], 390. (in French)

Geotechnical calculations in the design of building foundations and building foundations in central Africa

Rodolphe Many NDINGA

Summary. The main calculation methods for designing foundations and foundations in Central Africa are considered. The methodology for calculating foundations and foundations in Central Africa is analyzed and compared. Geotechnical calculations are an integral part of the design of foundations and foundations of buildings, especially in Central Africa, where geological, climatic and environmental factors can significantly affect the stability of structures. This work considers the main aspects affecting geotechnical calculations, including a detailed geological survey of the site, which allows determining the types of soils, their physical and mechanical properties and the level of groundwater.

An important stage is the assessment of the mechanical properties of soils, such as bearing capacity, water permeability and compressibility, which affect the choice of the type of foundation. The work also analyzes different types of foundations, in particular strip, slab and pile, taking into account the loads that they must withstand, as well as the specifics of soil conditions.

The article analyzes the existing methods for this region, in particular the use of drilling and laboratory soil testing. Effective approaches to the selection of foundation types for various geotechnical situations are identified.

The article also describes soil investigation methods and principles of foundation design that

ensure the stability and safety of buildings in conditions typical of Central Africa.

Geotechnical calculations are a crucial component in the design of foundations for buildings, especially in regions with complex geological and climatic conditions, such as Central Africa. This region presents unique challenges for engineers due to the variety of soil types, seasonal rainfall, high temperatures and different groundwater levels. Proper geotechnical analysis ensures the stability, safety and durability of structures. The main factors affecting the design of foundations include soil properties such as strength, compressibility and shear resistance, as well as the state of groundwater, which affects soil stability.

Areas with weak or expansive soils often require deep foundations, such as piles or bored piles, while strong soils may allow for shallow foundations. Fluctuations in groundwater levels due to seasonal rains or droughts require special attention to prevent erosion, flooding, or weakening of the foundation base. Geotechnical studies also consider environmental impacts, such as the impact of construction on surrounding ecosystems and local water resources. In addition, compliance with local and international standards ensures that structures meet safety standards. Engineers must also assess climatic factors, such as thermal expansion and contraction, which can affect soil behavior over time. The use of advanced software tools such as PLAXIS and GeoStudio a vital role in modeling soil behavior and predicting potential foundation performance under different conditions. Ultimately, successful geotechnical calculations in Central Africa require a comprehensive approach that takes into account regional soil types, climate and environmental considerations, ensuring the durability and structural integrity of buildings in this challenging environment.

Foundation reinforcement is a mandatory stage in the construction of reinforced concrete structures. Its purpose is to strengthen the concrete, allowing it to resist the tensile, bending and shear forces that can act on the foundations. Reinforcement consists of inserting steel bars (rebars) into the concrete to increase its load-bearing capacity.

Foundations can be of different types, such as isolated foundations, strip foundations or slab foundations, and the reinforcement varies depending on each type and the constraints of the project. For isolated foundations, for example, the reinforcement usually consists of longitudinal bars arranged in the main direction to resist tension and bending, and transverse bars arranged perpendicularly to counteract transverse forces. This reinforcement must be carefully positioned and positioned to ensure the

strength of the foundation.

Reinforcing the foundation is also crucial to prevent cracking and warping of the concrete over time. The concrete coating around the reinforcement protects it from corrosion and ensures its durability. Finally, the reinforcement is carried out according to strict standards that take into account the characteristics of the soil, the loads to be supported, and the dimensions of the foundation to ensure safety and stability.

Keywords: foundations and foundations, calculation methods, geotechnical investigation methods, soil conditions.

Наукове видання

ОСНОВИ ТА ФУНДАМЕНТИ

Науково-технічний збірник

ВИПУСК 49

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: Тетяна Диптан
Комп'ютерне верстання: Людмила Бондарева
Редагування, макетування: Людмила Бондарева, Олександр Гаврилюк
Обкладинка: Віталій Ручківський

Редакція науково-технічного збірника:
03037, Україна, м.Київ, просп. Повітряних сил, 31, КНУБА, к.109, к.121.
Телефон редакції: (044) 241-55-03, (044) 245-41-24

Підписано до друку 29.11.2024. Формат 60x84^{1/8}.
Папір офсетний. Гарнітура Times New Roman.
Ум. друк. арк. _____. Обл.-вид. арк. _____
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 49

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:	Tetiana Dyptan
Computer typesetting:	Liudmyla Bondareva
Editing, layout:	Liudmyla Bondareva, Oleksandr Gavryliuk
Cover:	Vitalii Ruchkivskyi

Editorial Office of Scientific and Technical Journal:

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

Signed for print 29.11.2024. Format 60x84¹/₈.

Offset paper. Times New Roman headset.

Conditional printed sheet _____. Accounting and publishing sheet _____.

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

